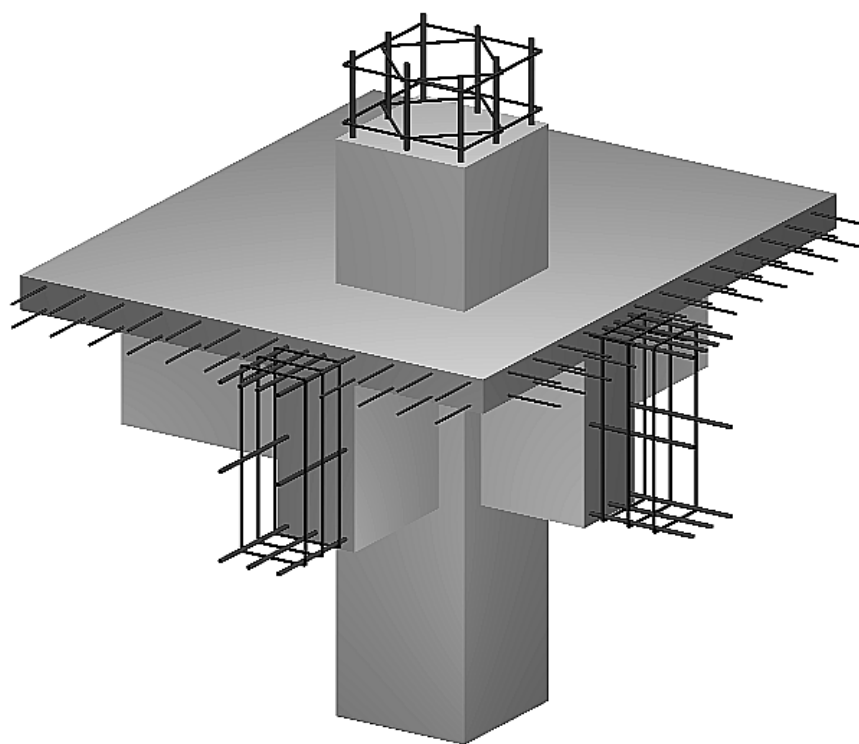


Tudor POSTELNICU

Daniel NISTORESCU

ÎNDRUMĂTOR DE PROIECTARE

**STRUCTURA DIN BETON ARMAT,
CU 2 NIVELURI (P+1E)**



Editura MATRIX

PREFAȚĂ

Pregătirea studenților în ingineria structurală întâmpină dificultăți ca urmare a lipsei unor materiale auxiliare pregătirii teoretice care să demonstreze aplicarea practică a modelelor și metodelor de calcul al eforturilor și de dimensionare a elementelor structurale, ca și aplicarea regulilor de alcătuire constructivă a acestor elemente.

Această lacună în activitatea de instruire a studenților se repercutează în lipsa de îndemânare în abordarea problemelor practice de proiectare constatată de multe ori la absolvenții facultăților de construcții, mult peste cea care poate fi considerată firească la inginerii începători.

Prezentul Îndrumător este primul dintr-o serie aflată în stadiu avansat de elaborare care urmează să trateze aspectele esențiale care intervin la proiectarea structurilor de beton armat curent: structuri etajate în cadre, cu pereți structurali și hale parter din elemente prefabricate.

Îndrumătorul prezintă toate etapele semnificative care intervin la proiectarea unei structuri industriale în cadre de beton armat cu deschideri mari.

Ca urmare a asocierii cu pereți de rigiditate și rezistență mare la forțe laterale, cadrul de beton armat se proiectează numai pentru încărcări gravitaționale. Planșeele sunt realizate din plăci de beton armat pe o direcție și grinzii secundare rezemate pe grinda cadrului principal.

În cadrul îndrumătorului se demonstrează cum se conduc operațiile de predimensionare, apoi cum se realizează schematizarea (modelarea) structurii pentru calcul, cum se stabilesc încărcările de calcul și cum se grupează și se distribuie acestea pentru obținerea eforturilor secționale maxime, cum se efectuează operațiile de dimensionare. Se tratează toate elementele care alcătuiesc structura construcției: plăcile planșeelor, grinzile secundare, grinzile, stâlpii și fundațiile cadrului principal.

O atenție specială se acordă alcătuirii constructive a elementelor structurale și realizarea planurilor cu detaliile de execuție, inclusiv a extraselor de armături.

Prezentarea nu se limitează la însușirea unor reguli, ci este însoțită de numeroase explicații și comentarii care permit înțelegerea profesionistă a tuturor operațiilor de proiectare.

Îndrumătorul cuprinde și mai multe anexe cu date ajutătoare, între care și o anexă F, care explică aplicarea programului P- Frame la realizarea calcului structural.

Sperăm că Îndrumătorul se va dovedi util studenților la elaborarea proiectelor de an și de diplomă. Aprecieri de asemenea, că îndrumătorul poate fi util și inginerilor proiectanți cu mai puțină experiență.

Autorii

CUPRINS

1. Tema proiectului.	...6
2. Predimensionarea elementelor structurale.	...9
2.1. Introducere.	...9
2.2. Predimensionare pe criterii de rigiditate.	...10
2.3. Predimensionare pe criterii de rezistență. Planșeu peste parter.	...10
2.3.1. Evaluarea încărcărilor planșeului peste parter.	...10
2.3.2. Predimensionarea plăcii.	...11
2.3.3. Predimensionarea grinzii secundare.	...13
2.3.4. Predimensionarea grinzii principale.	...15
2.4. Predimensionarea grinzii de acoperiș.	...17
2.5. Predimensionarea stâlpilor.	...18
2.5.1. Evaluarea încărcărilor din acoperiș.	...18
2.5.2. Evaluarea forțelor axiale în stâlpi .	...18
2.6. Predimensionarea fundațiilor izolate sub stâlpi.	...22
3. Proiectarea plăcii.	...24
3.1. Evaluarea încărcărilor planșeului peste parter.	...24
3.2. Schema de calcul.	...24
3.3. Calculul momentelor încovoietoare.	...25
3.4. Dimensionarea armăturii de rezistență.	...26
3.5. Reguli constructive de alcătuire a plăcilor de beton armat.	...27
3.6. Alegerea armăturii.	...29
3.7. Plan cofraj și armare planșeu peste parter. Extras de materiale.	...31
4. Proiectarea grinzii secundare curente G2.	...33
4.1. Schema statică.	...33
4.2. Evaluarea încărcărilor.	...33
4.3. Calculul eforturilor.	...34
4.4. Calculul armăturii longitudinale.	...35
4.5. Calculul armăturii transversale.	...39
4.6. Prevederi constructive.	...41
4.6.1. Armături longitudinale.	...41
4.6.2. Armături transversale.	...43
4.6.3. Ancorarea armăturilor.	...43
4.6.4. Înnădirea armăturilor.	...45
4.6.5. Grosimea stratului de acoperire cu beton al armăturilor.	...47
5. Calculul cadrului transversal.	...48
5.1. Schema de calcul.	...48
5.2. Caracteristici geometrice bare.	...49
5.3. Încărcări pe grinzi.	...50
5.3.1. Distribuția încărcărilor pe placă la grinzile planșeului.	...50
5.3.2. Încărcări uniform distribuite pe grinzi.	...51
5.3.3. Încărcări concentrate.	...51
5.4. Ipoteze de încărcare.	...52

6. Dimensionarea și armarea grinzii principale.	...60
6.1. Calculul armăturii longitudinale.	...60
6.2. Prevederi constructive.	...67
6.2.1. Condiții privind alcătuirea și dispunerea armăturilor înclinate.	...67
6.2.2. Întreruperea armăturilor longitudinale drepte și înclinate.	...68
6.3. Calculul armăturii transversale.	...75
6.4. Calculul etrierilor de suspendare.	...83
6.5. Plan cofraj și armare grindă principală.	...85
7. Dimensionarea și armarea stâlpilor.	...87
7.1. Armarea longitudinală.	...87
7.2. Armarea transversală.	...89
7.3. Prevederi constructive pentru stâlpi.	...91
8. Dimensionarea fundațiilor.	...94
8.1. Fundația stâlpului central.	...94
8.1.1. Dimensionarea blocului de beton simplu.	...94
8.1.2. Dimensionarea cuzinetului.	...96
8.1.3. Armarea cuzinetului.	...96
8.2. Fundația stâlpului marginal.	...98
8.2.1. Dimensionarea blocului de beton simplu.	...98
8.2.2. Dimensionarea cuzinetului.	...99
8.2.3. Armarea cuzinetului.	...100
8.3. Prevederi constructive.	...101
Anexa A. Valorile lățimii active a tălpii comprimate la secțiuni T.	...103
Anexa B. Coeficienți pentru calculul eforturilor la grinda continuă cu 5 deschideri egale.	...106
Anexa C. Rezistențe de calcul în elemente de beton armat.	...107
Anexa D. Diametrele și ariile secțiunilor transversale ale armăturilor.	...108
Anexa E. Fișa elementului prefabricat EP 6 x 1,5.	...109
Anexa F. Indicații privind utilizarea programului P-FRAME.	...110
Anexa G. Extrase de armătură	...123
Bibliografie	...125
Planșa 1: Secțiunea transversală A – A.	
Planșa 2: Secțiunea longitudinală B – B.	
Planșa 3: Plan cofraj și armare planșeu peste parter.	
Planșa 4: Plan cofraj și armare grindă G2 250 x 500.	
Planșa 5: Plan cofraj și armare grindă G5 400 x 1000.	
Planșa 6: Plan cofraj și armare stâlpi.	
Planșa 7: Detalii fundații.	

1. TEMA PROIECTULUI

Se cere întocmirea proiectului structurii de rezistență pentru o clădire industrială cu două niveluri, parter și etaj (P + 1E). Construcția este amplasată în orașul Hunedoara și are funcțiunea de depozit de mărfuri. Încărcarea utilă este $p=15 \frac{kN}{m^2}$. Clădirea este împărțită în 3 tronsoane prin rosturi transversale de dilatare-contrație.

Proiectul se referă la tronsonul central al clădirii. Secțiunea transversală curentă este prezentată în planșa 1.

1.1. Date geometrice:

- înălțimi (libere) de nivel: $H_{parter} = H_{etaj} = 4,20 \text{ m}$;
- dimensiuni în plan:
 - transversal: 3 deschideri egale: $3 \cdot L = 3 \cdot 9,00 = 27,00 \text{ m}$;
 - longitudinal: 6 travei egale: $6 \cdot t = 6 \cdot 6,00 = 36,00 \text{ m}$.

1.2. Alcătuirea clădirii.

1.2.1 Date privind soluția de arhitectură.

Funcțiunea de depozit a clădirii impune în interior spații libere pe suprafețe relativ mari. Separarea unor categorii de mărfuri face necesară închiderea a două spații de $9,00 \times 12,00 \text{ m}^2$, amenajate în deschiderea centrală, pe câte două travei, la fiecare din extremitățile tronsonului: între axele longitudinale 2 și 3 și axele transversale H și K, respectiv axele M și O. Închiderea acestor spații se face cu zidărie de cărămidă cu grosimea de 25 cm (vezi figura 1.1).

Circulația pe verticală și funcțiunile auxiliare (vestiare, grupuri sanitare, mici ateliere mecanice) sunt adăpostite de o anexă separată prin rost de clădirea principală a depozitului. Aducerea și evacuarea mărfurilor se realizează prin cele două tronsoane marginale ale clădirii.

Pereții de închidere sunt realizați din fâșii orizontale de BCA, cu deschiderea de 6,00 m. Pardoseala de la parter și etaj este realizată din mozaic pe șapă. Elementele structurii de beton nu se tencuiesc. Finisajele sunt de tip curent. Acoperișul este termoizolat cu 5 cm de polistiren, iar hidroizolația este de tip curent cu straturi de carton și bitum.

1.2.2. Date privind structura de rezistență.

Planșeul peste parter este realizat din beton armat monolit, cu grinzi principale dispuse transversal și grinzi secundare longitudinale. Planșeul de acoperiș este alcătuit din elemente de beton armat prefabricat, cu grinzi principale dispuse transversal și elemente secundare de tip cheson.

Structura verticală de rezistență pentru încărcări verticale este constituită din cadre transversale și longitudinale de beton armat în soluție mixtă. Stâlpii cadrelor sunt realizați din beton armat monolit. Riglele cadrului la parter sunt constituite de grinzile

principale și grinziile secundare care se descarcă direct pe stâlpi. Legăturile dintre aceste grinzi și stâlpi sunt de tip nod rigid.

Riglele cadrului la etaj sunt constituite de grinziile principale în direcție transversală și de ansamblul elementelor secundare în direcție longitudinală. Legăturile riglelor de capătul stâlpilor sunt de tip articulație.

Nucleele realizate de conlucrarea pereților de zidărie cu elementele cadrului sunt proiectate pentru a prelua în întregime forțele laterale (cutremur sau vânt). În acest scop zidăria este întărită cu sâmburi de beton armat. Este de menționat că zona seismică F este zona în care intensitatea seismică de calcul este cea mai mică de pe teritoriul României (vezi Normativ P-100-92).

Pentru Hunedoara intensitatea normată a încărcării dată de zăpadă este:

$$p_z^n = 0,96 \frac{kN}{m^2} \cdot [7]$$

Fundațiile sunt realizate sub formă de blocuri de beton simplu și cuzineți de beton armat pentru stâlpi și sub formă de tălpi din beton armat în cazul pereților din zidărie. Fundarea se poate face începând cu adâncimea de 1,20 m de la fața terenului natural, într-un strat de argilă cu presiunea convențională de calcul în gruparea fundamentală $p_{conv} = 0,3 \frac{N}{mm^2}$.

1.3. Conținutul proiectului.

Obiectul proiectului îl constituie planșeul de beton armat peste parter și cadrul transversal curent din axul L, neafectat de legături cu pereții de zidărie. Proiectul se va baza pe calculul eforturilor și dimensionarea elementelor la starea limită de rezistență, în gruparea fundamentală. Ca urmare a particularităților de alcătuire a clădirii la dimensionare se ia în considerare numai acțiunea încărcărilor verticale.

Proiectul va cuprinde:

A – piese scrise:

1. predimensionarea elementelor;
2. evaluarea eforturilor secționale;
3. dimensionarea plăcii, grinzii secundare și a cadrului transversal din axul L al construcției;
4. dimensionarea fundației.

B - piese desenate:

1. secțiune transversală și longitudinală;
2. plan cofraj și armare planșeu peste parter;
3. plan cofraj și armare grinda secundară;
4. plan cofraj și armare grinda principală;
5. plan cofraj și armare stâlpi;
6. plan cofraj și armare fundație.

1.5. Materiale utilizate:

- beton Bc 25 (pentru structura de rezistență);
- beton Bc 20 (pentru fundații);
- oțel PC 52 (pentru armarea longitudinală);
- oțel OB 37 (pentru armarea transversală).

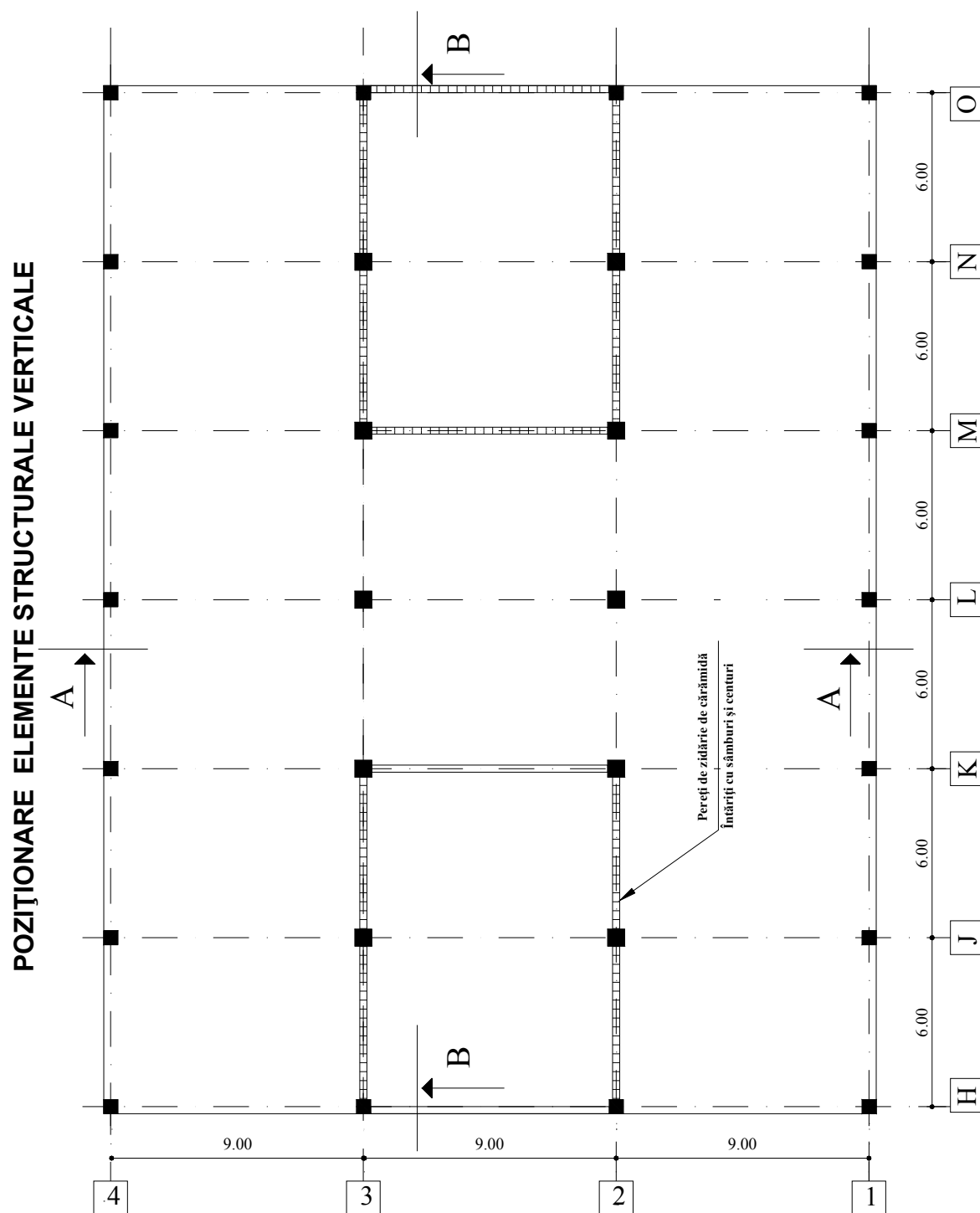


Figura 1.1. Poziționarea elementelor structurale verticale.

2. PREDIMENSIONAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE

2.1. Introducere.

Predimensionarea (proiectarea preliminară) este un ansamblu de operații prin care se stabilesc, într-o primă aproximație, dimensiunile secțiunilor de beton ale elementelor structurale.

Cu cât aprecierea inițială a dimensiunilor necesare ale elementului este mai bună, cu atât modificarea lor în fazele următoare ale proiectării va fi mai puțin însemnată, la limită nulă.

Predimensionarea secțiunilor de beton este necesară din mai multe motive:

1. Structurile de beton armat, așa cum este cea care face obiectul acestui proiect, sunt, de regulă, static nedeterminate. În consecință, distribuția și valorile eforturilor depind de rigiditățile elementelor, respectiv de dimensiunile acestora, mai exact de rapoartele de rigidități ale elementelor structurale.
2. La dimensionarea elementelor structurale prin metoda aproximativă de calcul [1] [10] se dispune numai de 2 condiții (2 ecuații de echilibru) în cazul solicitării de încovoiere cu sau fără forță axială și de numai una, în cazul solicitării de forță tăietoare. Numărul de ecuații ar fi prea mic, dacă numărul de necunoscute ar cuprinde și dimensiunile secțiunii de beton ale elementelor. Ca urmare acestea trebuie să fie apreciate în prealabil.
3. Una dintre încărcările care acționează structura este greutatea proprie a elementelor structurale. De aceea această încărcare trebuie să fie cât mai bine apreciată încă din fazele de început ale proiectării.

Predimensionarea se poate baza pe două categorii de criterii și anume:

- pe criterii de rigiditate minimă, în vederea limitării deformațiilor elementelor, sub cele admise pentru exploatarea normală a clădirii; criteriile simplificate din această categorie se exprimă ca rapoarte minime între înălțimea secțiunii și deschidere, stabilite funcție de natura elementelor (plăci, grinzi principale și secundare).
- pe criterii de rezistență, în vederea obținerii unei soluții economice, caracterizate de procente de armare potrivite funcției și mărimii elementelor; în faza de predimensionare calculul eforturilor pe baza cărora se determină preliminar dimensiunile secțiunilor transversale ale elementelor se face pe scheme simplificate de încărcare.

În temă s-a indicat modul general de alcătuire a planșeului peste parter. Înainte de a proceda la predimensionarea componentelor structurale ale acestuia, este necesar să se detalieze concepția de alcătuire a acestuia.

O soluție rațională de alcătuire a planșeului*) printr-o rețea de stâlpi cu traveea de 9,00 x 6,00 m este de a dispune grinzi principale pe direcția transversală (pe deschiderea de 9,00 m) și o serie de grinzi secundare longitudinale care reazemă pe grinzile principale.

Pentru a fi economic, la deschiderile și încărcările utile cum sunt cele indicate în temă, deschiderile plăcilor trebuie să fie cuprinse între 2,00 – 2,50 m. Procedând în acest fel, se prevăd grinzi secundare la deschideri interax de 2,28 m conform schiței din figura 2.1. Prin aceasta placa este împărțită în panouri la care raportul laturilor este mai

*) Concepția și criteriile de alcătuire a planșeelor se studiază în cadrul cursului de “Construcții din beton armat”. [11]

mare ca 2. Deformată sub încărcări verticale uniform distribuite este de tip cilindric, evidențiind transmiterea încărcărilor pe o singură direcție, paralelă cu latura scurtă. Asemenea plăci se numesc plăci armate pe o singură direcție, armătura de rezistență fiind dispusă numai pe direcția în care se transportă încărcările către reazem.

2.2 Predimensionare pe criterii de rigiditate.

Se cunosc: - traveea $t = 6 \text{ m}$;
- deschiderea $L = 9 \text{ m}$.

Placa.

Se notează cu d_o – lumina între grinzile secundare.

$$h_p = \frac{d_o}{35} = \frac{2035 \text{ mm}}{35} = 58,1 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad h_p = 60 \text{ mm}$$

La clădiri industriale se recomandă $h_p \geq 80 \text{ mm}$. În concluzie: $h_p = 80 \text{ mm}$.

Grinzi secundare.

$$h_{gs} = \frac{t}{10 \div 12} = \frac{6000 \text{ mm}}{10 \div 12} = 500 \div 600 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad h_{gs} = 500 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_{gs} \times h_{gs}: 250 \times 500$$

$$b_{gs} = \frac{h}{2 \div 3} = \frac{500 \text{ mm}}{2 \div 3} = 200 \div 250 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad b_{gs} = 250 \text{ mm}$$

La grinzile monolite, dimensiunile secțiunii transversale se adoptă, de regulă, multiplu de 50 mm pentru $h \leq 800 \text{ mm}$ și multiplu de 100 mm pentru $h > 800 \text{ mm}$.

Grinzi principale.

$$h_{gp} = \frac{L}{10 \div 12} = \frac{9000 \text{ mm}}{10 \div 12} = 750 \div 900 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad h_{gp} = 900 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_{gp} \times h_{gp}: 400 \times 900$$

$$b_{gp} = \frac{h}{2 \div 3} = \frac{900 \text{ mm}}{2 \div 3} = 300 \div 500 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad b_{gp} = 400 \text{ mm}$$

Stâlpi:

Se aleg inițial secțiuni de 500×500 (pentru stâlpii marginali și de colț) și secțiuni de 600×600 (pentru stâlpii centrali).

2.3 Predimensionare pe criterii de rezistență.

2.3.1. Evaluarea încărcărilor planșeului peste parter.

Tipul încărcării	Încărcări normate	Gruparea fundamentală (Încărcări de calcul)	
	q^n [kN/m ²]	n	$q^c = n \cdot q^n$
Încărcări permanente			
greutate proprie	$0,08 \cdot 25 =$		
placă de 8 cm (g_1)	2,00	1,10	2,200
pardoseală (g_2)	1,00	1,30	1,300
TOTAL (g) [kN/m²]			3,500
Încărcări temporare.			
încărcare utilă (p)	15,00	1,20	18,000
TOTAL GENERAL (q) [kN/m²]			21,500

Tabelul 2.1

Încărcările de calcul se determină multiplicând valorile normate ale încărcărilor cu coeficienții încărcărilor, care diferă în funcție de natura încărcărilor [9].

Observație. În cele ce urmează, întreg calculul se va face utilizând numai încărcări de calcul. De aceea pentru simplificare, se renunță la indicele „c”.

2.3.2 Predimensionarea plăcii.

Așa cum s-a arătat anterior placa planșeului își transmite încărcările la grinzile longitudinale. Din acest motiv placa se poate schematiza sub forma unei grinzi având înălțimea egală cu grosimea plăcii și care reazemă la capete și intermediar pe grinzile secundare.

Calculul se poate face pentru o fâșie de placă de 1 m, rezultatul dimensionării fiind prevăzut apoi în toată placa planșeului.

Schema de calcul a plăcii rezultă astfel o grindă continuă cu 12 deschideri egale. Deoarece pentru grinzile cu mai mult de 5 deschideri, eforturile maxime din deschiderile centrale sunt practic aceleași, este suficient să se ia în considerare o grindă cu numai 5 deschideri.

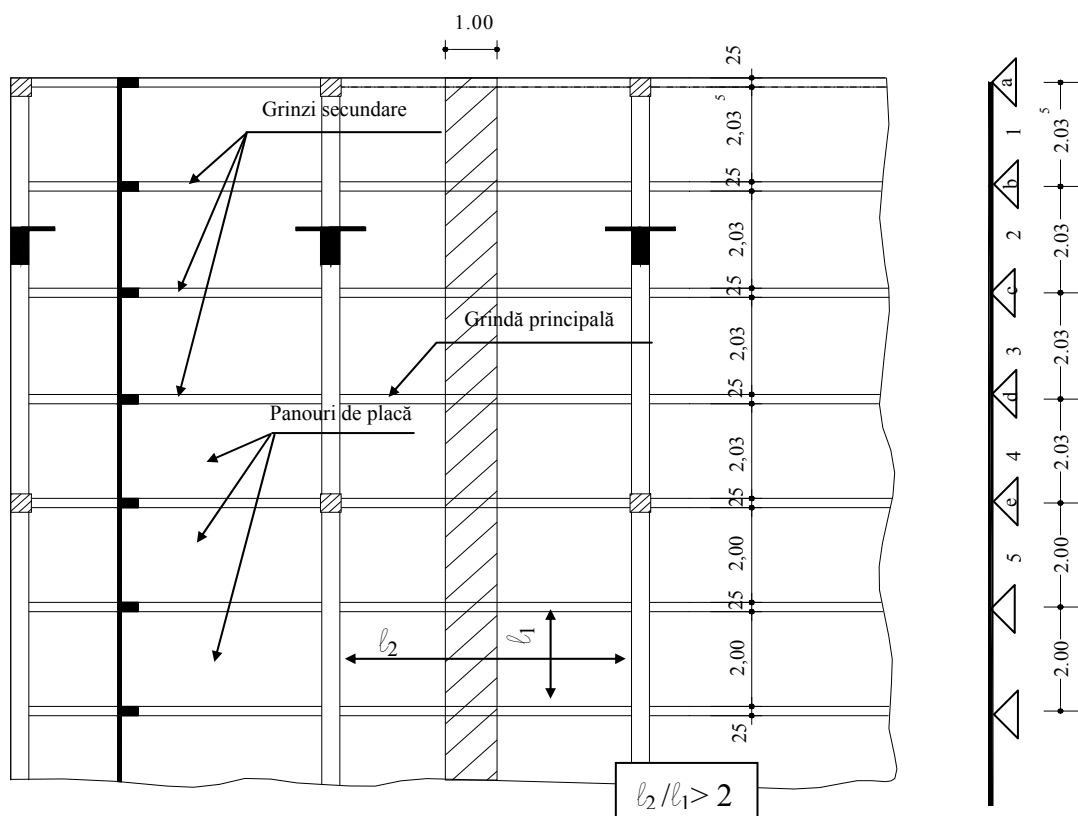


Figura 2.1. Schema de alcătuire a unui planșeu cu grinzile principale și secundare, cu panouri de placă armate pe o direcție.

Pentru elementele secundare de planșeu, placa și grinzile secundare, deschiderea de calcul se ia egală cu deschiderea liberă (lumina): $l = d_o$ [11].

În conformitate cu prevederile STAS 10107/2 – “Planșee curente din plăci și grinzii din beton armat și precomprimat”, în cazul în care raportul dintre valoarea încărcărilor temporare de lungă durată și a celor totale este mai mare de 0,75 este

*) Calculul în domeniul plastic ar putea duce în acest caz, prin posibile diferențe mari între distribuțiile momentelor adoptate și cele corespunzătoare comportării elastice, la o stare de fisurare inacceptabilă în exploatare [2] [10].

necesar ca valoarea eforturilor de dimensionare să se obțină printr-un calcul în domeniul elastic*). Este cazul planșeului care face obiectul acestui proiect la care acest raport este $\frac{18}{21,5} = 0,834$. Valorile încărcărilor normate și de calcul sunt cele din tabelul 2.1.

În faza de predimensionare, valorile momentelor încovoietoare se pot aproxima prin cele din schema de calcul din figura 2.2, q , reprezentând încărcarea de calcul totală iar l lungimea de calcul a fiecărei deschideri de placă.

2.3.2.1. Schema statică.

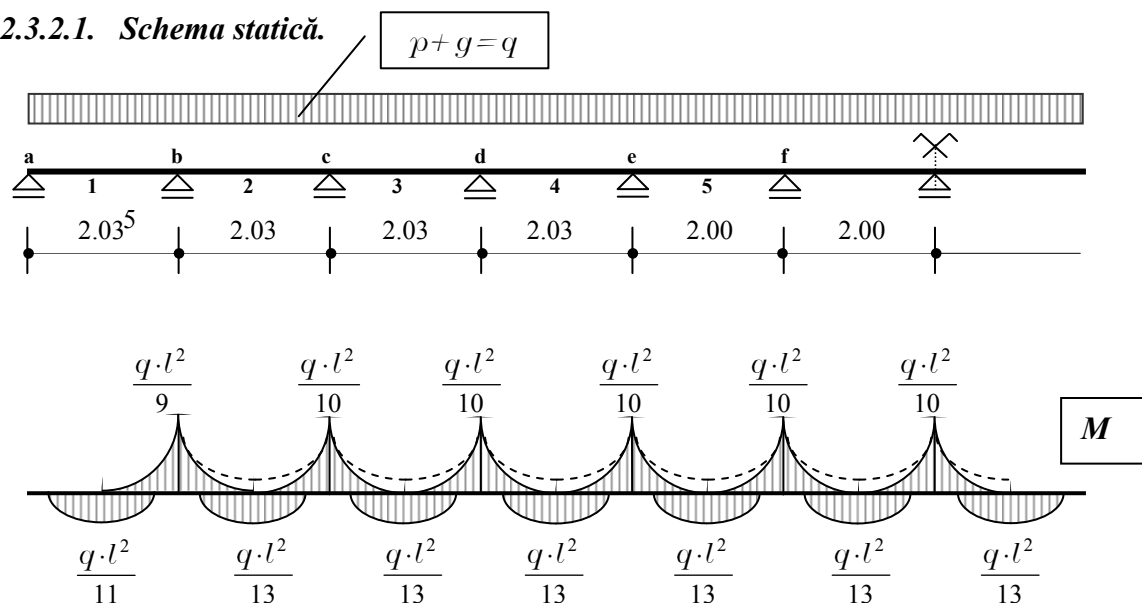


Figura 2.2. Schema statică și alura diagramei înfășurătoare de momente încovoietoare la o placă armată pe o direcție în stadiul elastic ($g \ll p$). Valorile aproximative ale momentelor încovoietoare maxime.

La dimensionarea grosimii plăcii trebuie să se țină seama ca procentul mediu de armare să se încadreze limite economice. Pentru plăcile de beton armat pe o direcție procentul de armare trebuie să se situeze în domeniul $0,3 - 0,8 \%$. Adoptând valoarea maximă a procentului de armare în secțiunea de moment maxim din primul reazem intermediar, automat procentele de armare din restul plăcii se vor situa în domeniul recomandat.

2.3.2.2. Secțiunea de calcul a plăcii.

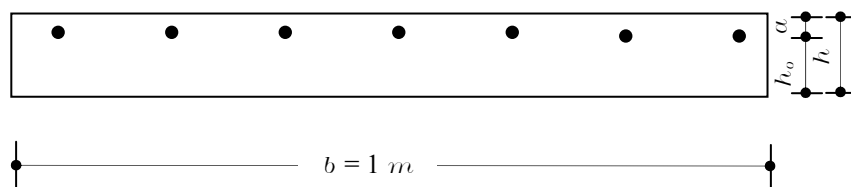


Figura 2.3. Secțiunea de calcul a plăcii pentru zona de reazem.

Se cunosc: R_c – rezistența la compresiune a betonului: $R_c = 15 \text{ N/mm}^2$ (beton Bc 25);

R_a – rezistența la întindere a oțelului: $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ (oțel PC 52);

b – lățimea de calcul a plăcii: $b = 1 \text{ m}$

Se determină M_b - momentul de calcul în secțiunea de lângă reazemul b :

$$M_b = \frac{q \cdot l^2}{9} = \frac{21,5 \cdot 2,035^2}{9} = 10,068 \text{ kNm} = 10,068 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Acoperirea cu beton de calcul se consideră: $\alpha = c + d/2 \approx 10 + 10/2 = 15 \text{ mm}$.

Ordinea operațiilor este următoarea:*)

- se alege pe criterii economice coeficientul de armare maxim: $\mu = \frac{p_{\max}}{100} = \frac{0,75}{100}$;
- se determină înălțimea relativă a zonei comprimate: $\xi = \mu \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{0,75}{100} \cdot \frac{300}{15} = 0,15$;
- se determină înălțimea utilă necesară a secțiunii:

$$h_o = \sqrt{\frac{M}{b \cdot R_c \cdot \xi \cdot (1 - \frac{\xi}{2})}} = \sqrt{\frac{10,068 \cdot 10^6}{1000 \cdot 15 \cdot 0,15 \cdot (1 - \frac{0,15}{2})}} = 69,55 \text{ mm} ;$$

- se stabilește înălțimea secțiunii: $h_p = h_o + \alpha = 69,55 + 15 = 84,55 \text{ mm}$, valoare care se rotunjește la multiplu de 10 mm.

Se adoptă grosimea plăcii: **$h_p = 90 \text{ mm}$** .

Pentru grosimea de placă stabilită se determină încărcarea totală de calcul pe unitatea de suprafață: $q = 21,775 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (vezi tabelul 3.1.).

2.3.3. Predimensionarea grinzii secundare.

Încărcările grinzii secundare rezultă din schema de descărcare a încărcărilor din

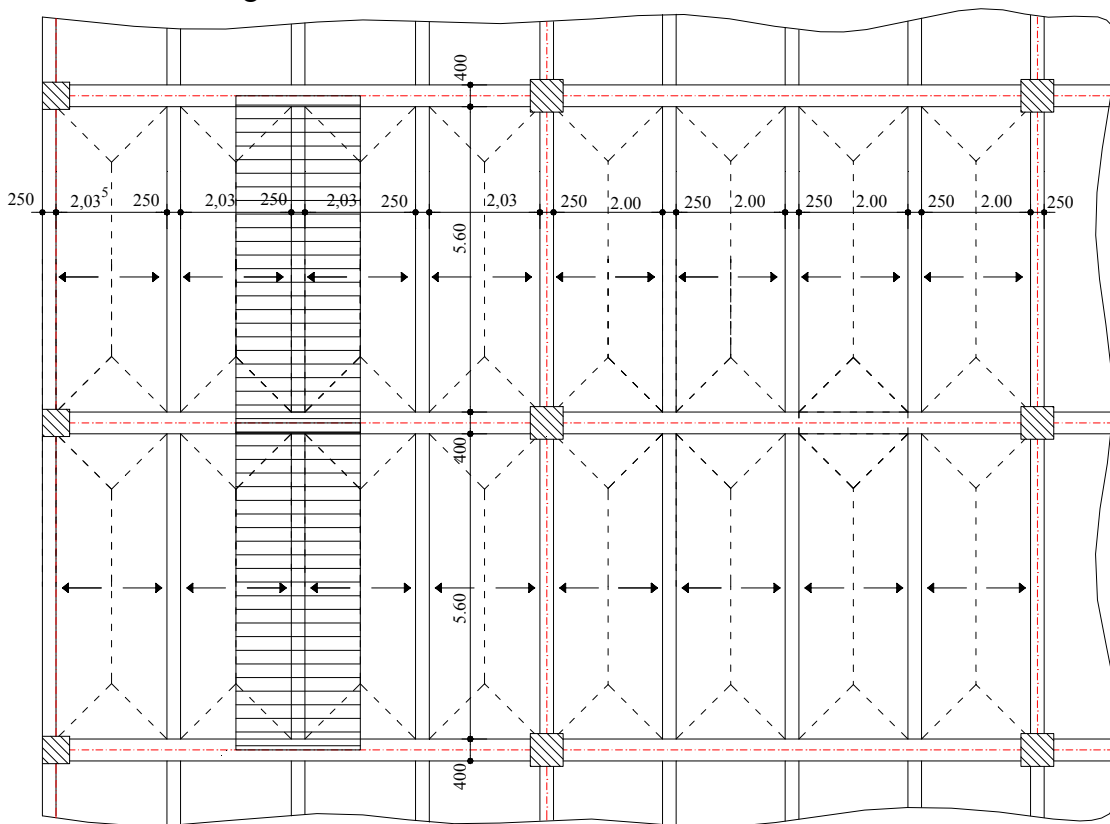


Figura 2.4. Transmiterea încărcărilor din placă la grinzile secundare.

*) Se adoptă notațiile și modul de organizare al calculului din [10].

placă la reazemele acesteia, definite prin linii înclinate la 45°, pornite din colțurile plăcii. În faza de predimensionare, se poate admite în mod acoperitor că întreaga încărcare a plăcii se transmite numai grinzii secundare, așa cum se indică în figura 2.4.

2.3.3.1. Evaluarea încărcărilor.

Aria aferentă pentru o grindă secundară curentă se deduce după o schemă ca cea din figura 2.4: $A_{af} = 6,00 \cdot \left(\frac{2,03}{2} + 0,25 + \frac{2,03}{2} \right) = 13,68 \text{ m}^2$

- din planșeu: $q \cdot \frac{A_{af}}{t} = 21,775 \cdot \frac{13,68}{6,00} = 49,65 \frac{kN}{m}$
- din greutatea proprie a grinzii secundare (250 x 500):
 $b_{gs} \cdot (h_{gs} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,25 \cdot (0,5 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,82 \frac{kN}{m}$
 $\Rightarrow q_{gs} = 52,47 \frac{kN}{m}$

Din aceleași considerente (încărcare temporară relativ mare în raport cu încărcarea totală) calculul grinzii secundare se va face în stadiul elastic.

Și în cazul grinzii secundare deschiderile de calcul se iau egale cu “lumina”, adică distanța dintre fețele interioare ale grinzilor principale, care constituie reazemele. Rezultă astfel schema din figura 2.5.

2.3.3.2. Schema statică.

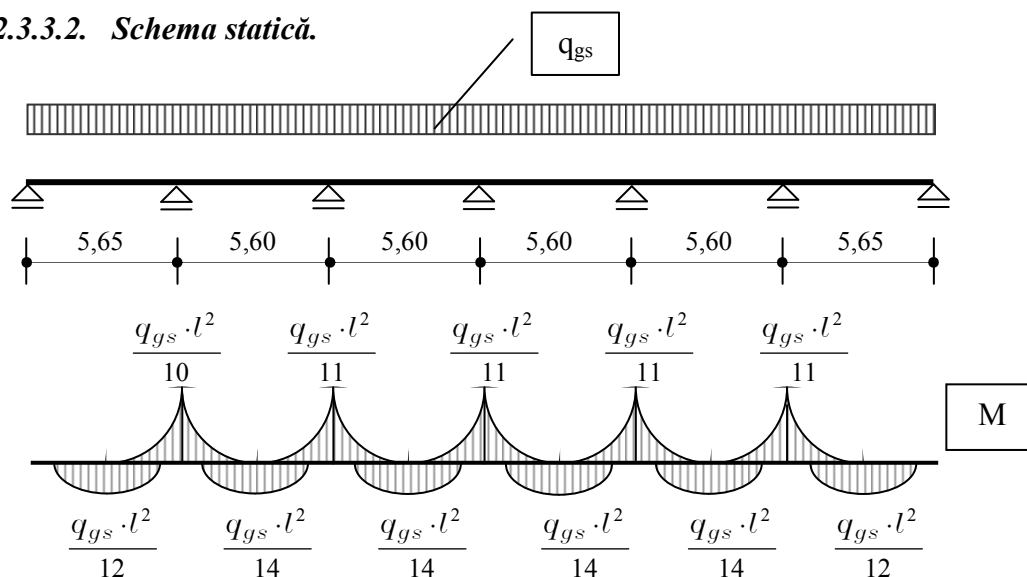


Figura 2.5. Schema statică pentru grindă secundară și alura diagramei înfășurătoare de momente încovoietoare. Valorile aproximative ale momentelor încovoietoare maxime.

Valorile momentelor încovoietoare se obțin pe baza expresiilor indicate în figura 2.5. și exprimă valori aproximative pentru maximele acestor momente rezultate din dispunerea încărcărilor temporare în pozițiile cele mai defavorabile.

La grinzile de beton armat monolite care fac parte din planșee de tip curent procentul de armare raportat la secțiunea utilă a inimii (bh_o) trebuie să se încadreze din considerente economice în limitele 0,8...1,8 %.

2.3.3.3. Secțiunea de calcul a grinzii.

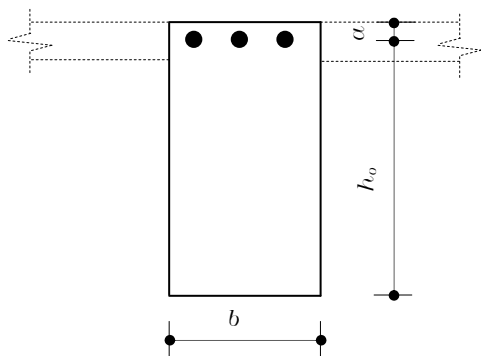


Figura 2.6. Forma secțiunii de calcul pentru zona de reazem a grinzii secundare.

Se cunosc:

$$R_a = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$R_c = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$M - \text{momentul de calcul: } M = \frac{q_{gs} \cdot l^2}{10} = \frac{52,47 \cdot 5,6^2}{10} = 164,55 \text{ kNm} = 164,55 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

$$\text{Acoperirea cu beton de calcul se consideră: } \alpha = 25 + \frac{20}{2} \approx 35 \text{ mm}.$$

Ordinea operațiilor este următoarea:

- se alege pe criterii economice coeficientul de armare: $\mu = \frac{\rho}{100} = \frac{1,20}{100}$;
- se determină înălțimea relativă a zonei comprimate: $\xi = \mu \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{1,20}{100} \cdot \frac{300}{15} = 0,24$;
- se obține înălțimea utilă necesară a secțiunii:

$$h_o = \sqrt{\frac{M}{b \cdot R_c \cdot \xi \cdot (1 - \frac{\xi}{2})}} = \sqrt{\frac{164,55 \cdot 10^6}{250 \cdot 15 \cdot 0,24 \cdot (1 - \frac{0,24}{2})}} = 455,81 \text{ mm}.$$

- se stabilește înălțimea secțiunii: $h_{gs} = h_o + \alpha = 455,81 + 35 = 490,91 \text{ mm}$, valoare care se rotunjește la multiplu de 50 mm $\Rightarrow h_{gs} = 500 \text{ mm}.$

Deci, pentru grinzile secundare se adoptă secțiunea 250 x 500.

2.3.4. Predimensionarea grinzii principale.

Încărcările grinzii principale rezultă din schema de descărcare a încărcărilor din planșeu (figura 2.7). În faza de predimensionare, se poate admite în mod simplificat că încărcările planșeului transmise concentrat grinzii principale prin reacțiunile grinzilor secundare să fie approximate prin încărcări uniforme distribuite.

2.3.4.1. Evaluarea încărcărilor.

- din planșeu: $q \cdot t = 21,775 \cdot 6 = 130,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- din greutate proprie a grinzii principale (400 x 900):
 $b_{gp} \cdot (h_{gp} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,40 \cdot (0,90 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 = 8,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- din greutatea proprie a grinzilor secundare (250 x 500):
 $n_{gs} \cdot b_{gs} \cdot (h_{gs} - h_{pl}) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 \cdot \frac{t}{D} = 3 \cdot 0,25 \cdot (0,5 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot \frac{6}{9} = 5,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$\Rightarrow q_{gp} = 145,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

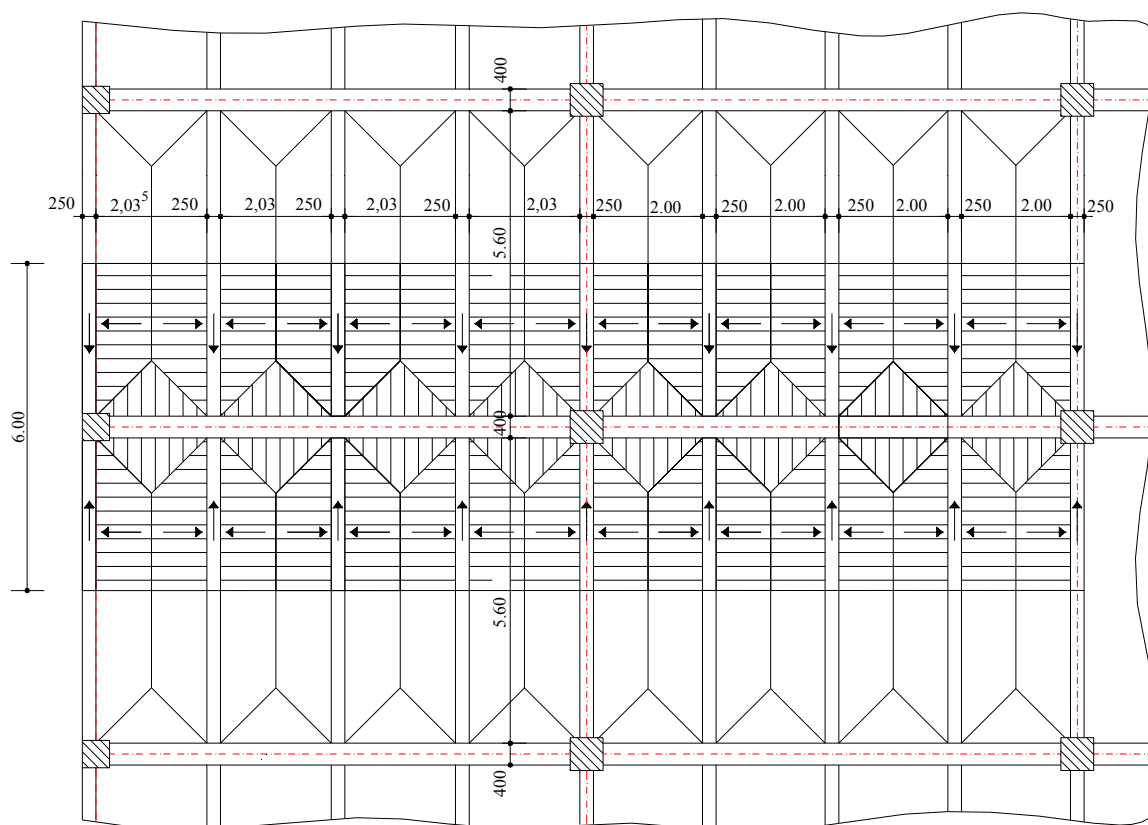


Figura 2.7. Aria aferentă de placă pentru grinda principală.

2.3.4.2. Schema statică.

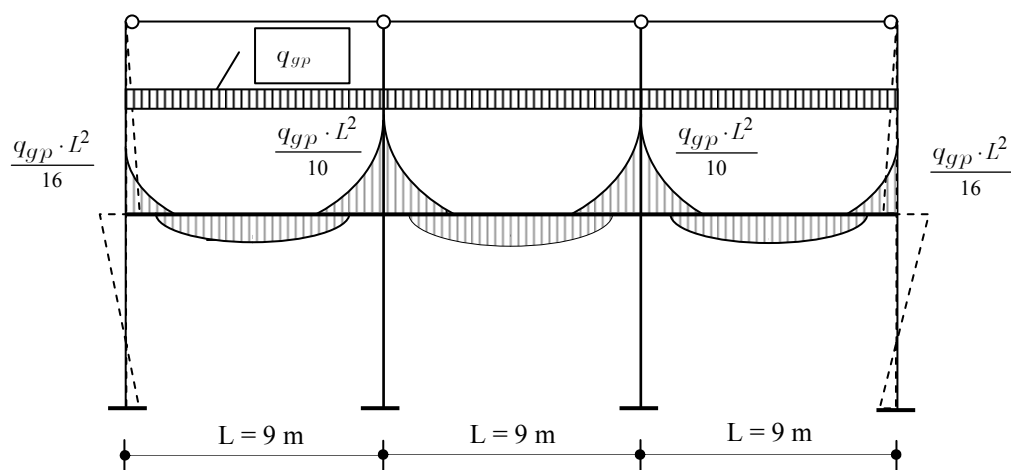


Figura 2.8. Schema statică a cadrului transversal și alura diagramei înfășurătoare de momente încovoietoare pentru grinda principală.

La cadrul de beton armat având configurația celui care face obiectul prezentului proiect, momentele maxime, care se înregistrează în secțiunile de pe reazemele intermediare (figura 2.8), au valori în jurul $\frac{q_{gp} \cdot L^2}{10}$.

2.3.4.3. Secțiunea de calcul a grinzii.

M - momentul de calcul: $M = \frac{q_{gp} \cdot L^2}{10} = \frac{145,20 \cdot 9^2}{10} = 1176,12 \text{ kNm} = 1176,12 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$

Acoperirea cu beton de calcul se consideră: $a \approx 50 \text{ mm}.$

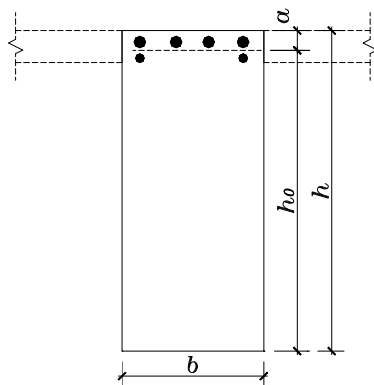


Figura 2.9. Forma secțiunii de calcul a grinzii principale pentru zona de moment maxim.

Ordinea operațiilor este următoarea:

- se alege pe criterii economice coeficientul de armare: $\mu = \frac{p}{100} = \frac{1,40}{100};$
- se determină înălțimea relativă a zonei comprimate: $\xi = \mu \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{1,40}{100} \cdot \frac{300}{15} = 0,28;$
- se obține înălțimea utilă necesară a secțiunii:

$$h_o = \sqrt{\frac{M}{b_{gp} \cdot R_c \cdot \xi \cdot (1 - \frac{\xi}{2})}} = \sqrt{\frac{1176,12 \cdot 10^6}{400 \cdot 15 \cdot 0,28 \cdot (1 - \frac{0,28}{2})}} = 902,24 \text{ mm}$$

- se stabilește înălțimea secțiunii: $h_{gp} = h_o + a = 902,24 + 50 = 952,24 \text{ mm},$ valoare care se rotunjește la multiplu de $100 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{h_{gp} = 1000 \text{ mm}.}$

Pentru grinzile principale se adoptă secțiuni cu dimensiunile $400 \times 1000.$

2.4. Predimensionarea grinzii de acoperiș.

Înălțimea grinzii prefabricate de acoperiș se ia: $h = \frac{L}{12} \div \frac{L}{14}.$ Panta grinzii rezultă adoptând o înălțime de grindă variabilă cuprinsă în limitele menționate anterior. Grinda prefabricată se realizează prin turnare la fața locului.

Grinzile de acoperiș se execută în tipare fixe. Din această cauză fețele laterale se prevăd cu o pantă de circa 1 % pentru a împiedica blocarea la decofrare datorită eventualelor neplaneități locale ale fețelor laterale ale tiparului. Lățimea tălpii superioare este dictată de asigurarea lungimilor de rezemare ale elementelor chesonate plus lățimea monolitizării dintre ele.

Cunoscând caracteristicile geometrice ale grinzii în secțiunile 1-1 și 2-2 (vezi figura 2.10), greutatea grinzii rezultă astfel:

$$G_a = 2 \cdot V \cdot \gamma_b = 2 \cdot \frac{L/2}{3} \cdot (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \cdot \gamma_b = 2 \cdot \frac{4,45}{3} \cdot (0,19 + 0,17 + \sqrt{0,19 \cdot 0,17}) \cdot 25 \approx 40 \text{ kN}$$

în care: - V reprezintă volumul grinzii de acoperiș;
 - γ_b densitatea aparentă pentru betonul armat.

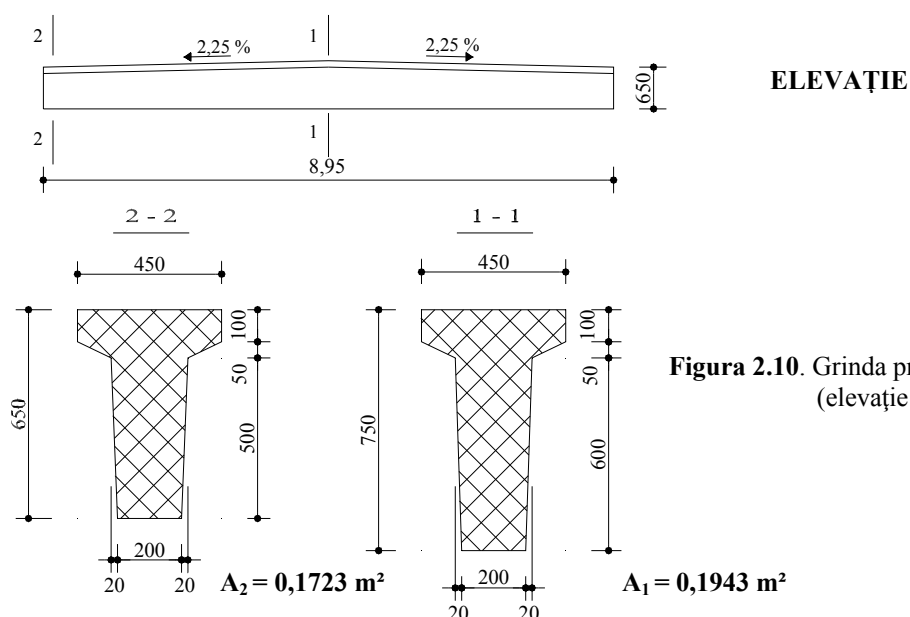


Figura 2.10. Grinda prefabricată de acoperiș (elevație și secțiuni).

2.5. Predimensionarea stâlpilor.

2.5.1. Evaluarea încărcărilor acoperișului.

Valorile încărcărilor normate și de calcul sunt cele din tabelul 2.2.

Încărcarea	Încărcări normate	Gruparea fundamentală (Încărcări de calcul)	
	q^n [kN/m ²]	n	$q_a^c = n \cdot q^n$
Izolații și termoizolații	0.50	1.20	0.60
Spațiu tehnic	0.40	1.30	0.52
Zăpadă	0.96	1.70	1.63
TOTAL (q_a) [kN/m ²]			2.75

Tabelul 2.2.

2.5.2. Evaluarea forțelor axiale în stâlpi.

2.5.2.1. Stâlpul central.

Se apreciază inițial că dimensiunile stâlpului sunt **600 x 600** [mm]. Încărcările aferente stâlpului central provin (vezi planșa 1):

- din încărcările planșeului de acoperiș (fig. 2.12): $L \cdot t \cdot q_a = 9,00 \cdot 6,00 \cdot 2,75 = 148,5$ kN ;
- din greutatea proprie a elementelor secundare de acoperiș: $n \cdot G_{EP} = 6 \cdot 15 = 90$ kN ;

- din greutatea proprie a grinzilor principale de acoperiș: $n \cdot G_a = 1 \cdot 40 = 40 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a stâlpului la etajul 1:
 $b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,60 \cdot 0,60 \cdot 4,20 \cdot 25 \cdot 1,1 = 41,58 \text{ kN}$;
- din încărcările planșeului peste parter: $q \cdot t \cdot L = 21,775 \cdot 6,00 \cdot 9,00 = 1175,85 \text{ kN}$
- din greutatea proprie a grinzilor secundare de la planșeul peste parter (fig. 2.11):
 $n_{gs} \cdot b_{gs} \cdot (h_{gs} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 \cdot t = 4 \cdot 0,25 \cdot (0,50 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 6,00 = 67,65 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a grinzilor principale de la planșeul peste parter:
 $n_{gp} \cdot b_{gp} \cdot (h_{gp} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 \cdot L = 1 \cdot 0,4 \cdot (1,00 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 9,00 = 90,09 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a stâlpului la parter:
 $b \cdot h \cdot (H - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,60 \cdot 0,60 \cdot (4,20 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 = 40,69 \text{ kN}$.

TOTAL:

 $N \approx 1695 \text{ kN}$

2.5.2.2. Stâlpul marginal .

Se apreciază că dimensiunile stâlpului sunt **500 x 500** [mm]. Încărcările aferente stâlpului marginal provin:

- din încărcările planșeului de acoperiș: $q_a \cdot t \cdot \frac{L}{2} = 2,75 \cdot 6,00 \cdot \frac{9,00}{2} = 74,25 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a elementelor secundare de acoperiș: $n \cdot G_{EP} = 3 \cdot 15 = 45 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a grinzilor principale de acoperiș: $n \cdot G_a = \frac{1}{2} \cdot 40 = 20 \text{ kN}$;

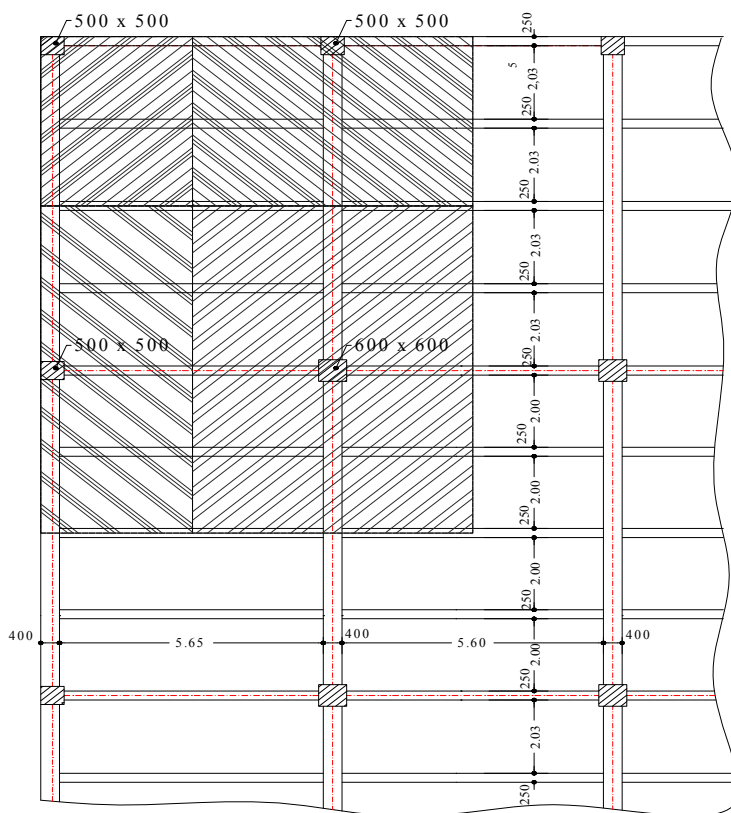


Figura 2.11. Ariile aferente de încărcare pentru stâlpi, la nivelul planșeului peste parter.

- din greutatea proprie a stâlpului la etajul 1:
 $b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,50 \cdot 0,50 \cdot 4,20 \cdot 25 \cdot 1,1 = 28,87 \text{ kN}$;
- din încărcările planșeului peste parter: $q \cdot t \cdot \frac{L}{2} = 21,775 \cdot 6,00 \cdot \frac{9,00}{2} = 587,92 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a grinzilor secundare de la planșeul peste parter:
 $n_{gs} \cdot b_{gs} \cdot (h_{gs} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 \cdot t = 2,5 \cdot 0,25 \cdot (0,50 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 6,00 = 42,28 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a grinzilor principale de la planșeul peste parter:
 $n_{gp} \cdot b_{gp} \cdot (h_{gp} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 \cdot \frac{L}{2} = 1 \cdot 0,40 \cdot (1,00 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot \frac{9,00}{2} = 45,04 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a stâlpului la parter:
 $b \cdot h \cdot (H - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot (4,2 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 = 28,26 \text{ kN}$;
- din greutatea elementelor de închidere :
 $b \cdot t \cdot H_{total} \cdot n_{goluri} \cdot \gamma_{bca} \cdot 1,1 = 0,20 \cdot 6,00 \cdot 6,40 \cdot 0,8 \cdot 8 \cdot 1,1 = 54,07 \text{ kN}$.

TOTAL:

$$N \approx 925 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.5.2.3. Stâlpul de colț.

Se apreciază că dimensiunile stâlpului sunt **500 x 500 [mm]**. Încărcările aferente stâlpului de colț provin:

- din încărcările planșeului de acoperiș : $q_a \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{t}{2} = 2,75 \cdot \frac{9,00}{2} \cdot \frac{6,00}{2} = 37,12 \text{ kN}$

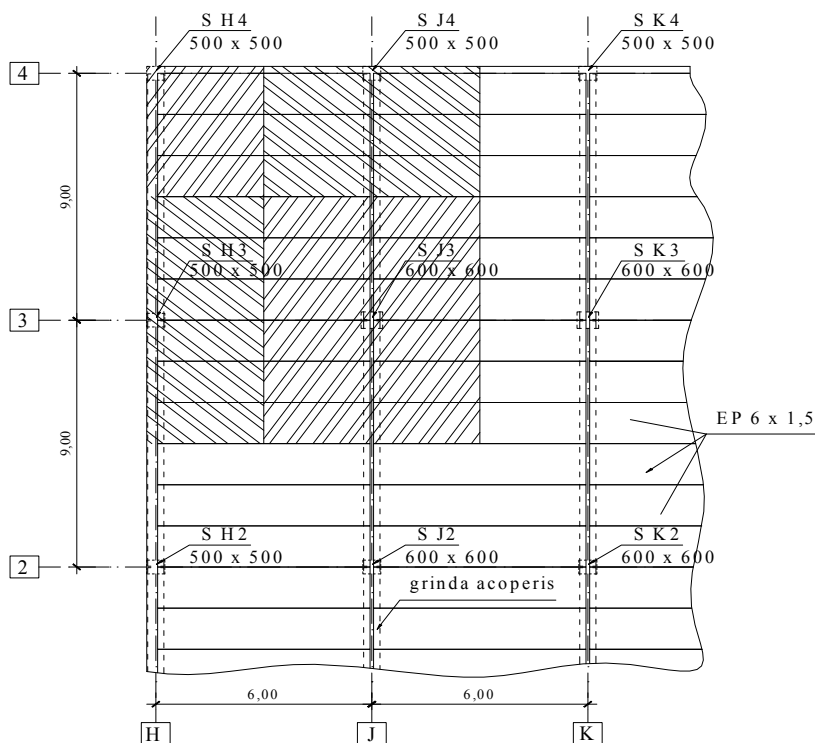


Figura 2.12. Ariile aferente de încărcare pentru stâlpi, la nivelul planșeului peste acoperiș.

- din greutatea proprie a elementelor secundare de acoperiş:

$$n \cdot G_{EP} = \frac{3}{2} \cdot 15,00 = 22,5 \text{ kN}$$
- din greutatea proprie a grinzilor principale de acoperiş: $\frac{1}{2} \cdot G_a \approx 20 \text{ kN}$;
- din greutatea proprie a stâlpului la etajul 1:

$$b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,50 \cdot 0,50 \cdot 4,20 \cdot 25 \cdot 1,1 = 28,87 \text{ kN}$$
 ;
- din încărcările planşei peste parter: $q \cdot \frac{t}{2} \cdot \frac{D}{2} = 21,775 \cdot \frac{6,00}{2} \cdot \frac{9,00}{2} = 293,96 \text{ kN}$
- din greutatea proprie a grinzilor secundare de la planşeu peste parter:

$$n_{gs} \cdot b_{gs} \cdot (h_{gs} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 \cdot \frac{t}{2} = 2,5 \cdot 0,25 \cdot (0,50 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot \frac{6,00}{2} = 21,14 \text{ kN}$$
 ;
- din greutatea proprie a grinzilor principale de la planşeu peste parter:

$$n_{gp} \cdot b_{gp} \cdot (h_{gp} - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 \cdot \frac{L}{2} = 1 \cdot 0,40 \cdot (1,00 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot \frac{9,00}{2} = 45,05 \text{ kN}$$
 ;
- din greutatea proprie a stâlpului la parter:

$$b \cdot h \cdot (H - h_p) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot (4,2 - 0,07) \cdot 25 \cdot 1,1 = 28,26 \text{ kN}$$
 ;
- din greutatea elementelor de închidere:

$$b \cdot \left(\frac{t}{2} + \frac{D}{2} \right) \cdot H_{total} \cdot n_{goturi} \cdot \gamma_{bca} \cdot 1,1 = 0,20 \cdot \left(\frac{6,00}{2} + \frac{9,00}{2} \right) \cdot 6,40 \cdot 0,8 \cdot 8 \cdot 1,1 = 67,58 \text{ kN}$$
 .

TOTAL: $N \approx 565 \text{ kN}$

Stâlpii structurii sunt solicitați la compresiune excentrică. În faza preliminară a proiectului se apreciază dimensiunile necesare ale stâlpilor pe baza unui calcul simplificat la compresiune centrică. Pentru a ține seama de efectul momentelor încovoietoare, cu valori necunoscute în această fază, de a întinde parțial secțiunile stâlpilor, se consideră o rezistență inferioară celei efective. Valorile echivalente ale rezistențelor la compresiune se iau: $0,4 \cdot R_c$, la stâlpii centrali și $0,3 \cdot R_c$, la stâlpii marginali și de colț, pentru a ține seama de ponderea diferită a momentelor în cazul celor două categorii de stâlpi.

Secțiunile stâlpilor rezultă astfel:

- stâlp central: $b = h = \sqrt{\frac{N}{n \cdot R_c}} = \sqrt{\frac{1695 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 13}} = 570,93 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{600 \times 600}$
- stâlp marginal: $b = h = \sqrt{\frac{N}{n \cdot R_c}} = \sqrt{\frac{925 \cdot 10^3}{0,3 \cdot 13}} = 487,01 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{500 \times 500}$
- stâlp de colț: $b = h = \sqrt{\frac{N}{n \cdot R_c}} = \sqrt{\frac{565 \cdot 10^3}{0,3 \cdot 13}} = 380,62 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{400 \times 400}$

Rezistența de calcul, R_c , folosită ține cont de solicitarea la care este supus elementul de beton armat, de dimensiunea cea mai mică a secțiunii și de poziția de turnare a elementului. (anexa C – “Rezistențe de calcul în elemente de beton armat”).

Pentru asigurarea unei rezemări cât mai bune a grinzilor de acoperiş pe capătul stâlpilor și pentru a evita realizarea în acest scop a unei console, mai dificil de realizat la stâlpii monoliți, stâlpul de colț se va realiza cu aceleași dimensiuni ca și stâlpul marginal (500 x 500).

2.6. Predimensionarea fundațiilor izolate sub stâlpi.

Fundațiile izolate sub stâlpi se proiectează sub formă de bloc din beton simplu și cuzinet din beton armat. În acest sistem, eforturile de la baza stâlpilor se transmit la teren în două trepte, respectiv printr-un transfer la baza cuzinetului pe talpa cărui se pot dezvolta presiuni pe care le poate suporta betonul simplu și apoi printr-un transfer la talpa blocului de beton simplu, sub care se pot dezvolta presiuni pe care le poate suporta terenul.

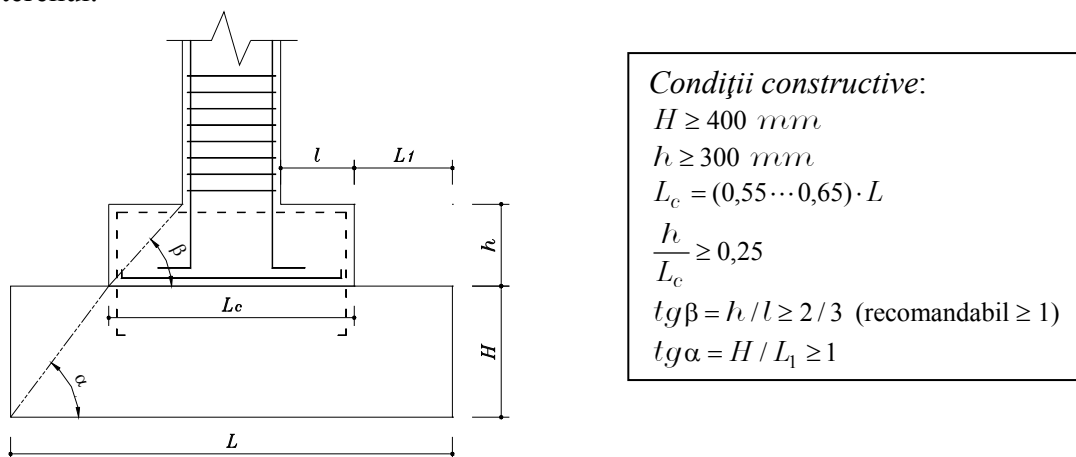


Figura 2.13. Reguli de alcătuire ale fundațiilor cu bloc din beton simplu și cuzinet de beton armat

Încărcarea gravitațională la nivelul talpii fundației se aproximează: $N_f \approx 1,2 \cdot N$, pentru a ține seama de greutatea proprie a fundației și de neuniformitatea distribuției presiunilor pe talpa fundației, ca efect al momentului încovoietor.

Cunoscând din temă $p_{conv} = 0,3 \frac{N}{\text{mm}^2}$, latura blocului de beton simplu se determină din relația: $L = \sqrt{\frac{N_f}{p_{conv}}}$. La stabilirea înălțimii blocului de beton simplu se ține seama și de adâncimea minimă de fundare, astfel încât cota fundațiilor izolate sub stâlpi va fi - **1,50 m**.

La alcătuirea fundațiilor se vor respecta regulile de alcătuire constructivă prevăzute în P10 – 86 [13]. O parte din aceste reguli sunt reproduse în chenarul din figura 2.13.

Operațiile de dimensionare ale elementelor fundațiilor celor trei tipuri de stâlpi sunt prezentate în continuare într-o manieră succintă.

2.6.1. Fundația stâlpului central.

- $N = 1695 \text{ kN} \Rightarrow N_f = 1,2 \cdot N = 1,2 \cdot 1695 = 2034 \text{ kN}$;
- $L \geq \sqrt{\frac{N_f}{p_{conv}}} = \sqrt{\frac{2034 \cdot 10^3}{0,30}} = 2603,8 \text{ mm} \Rightarrow L = 2,70 \text{ m}$;
- $L_c = (0,55 \dots 0,65) \cdot L = 1485 \dots 1755 \text{ mm} \Rightarrow L_c = 1,50 \text{ m}$;
- rezultă $l = 450 \text{ mm}$ și $L_1 = 600 \text{ mm}$;

- din condiția $tg\alpha = \frac{H}{L_1} \geq 1 \Rightarrow H = 800 \text{ mm}$;
- din condiția $tg\beta = \frac{h}{l} \geq 1 \Rightarrow h = 500 \text{ mm}$.

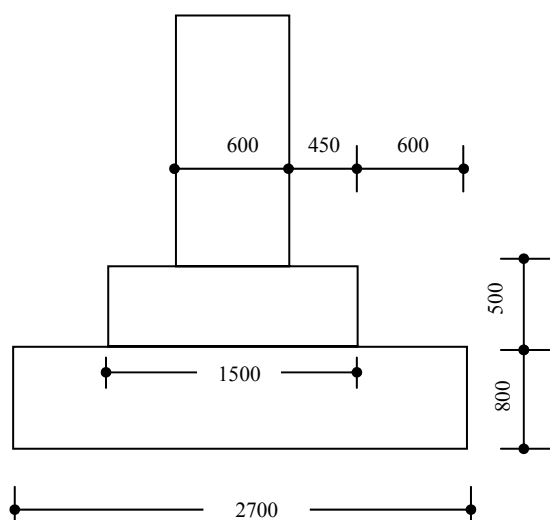


Figura 2.14. Fundația stâlpului central.

2.6.2. Fundația stâlpului marginal.

- $N = 925 \text{ kN} \Rightarrow N_f = 1,2 \cdot N = 1,2 \cdot 925 = 1110 \text{ kN}$;
- $L \geq \sqrt{\frac{N_f}{p_{conv}}} = \sqrt{\frac{1110 \cdot 10^3}{0,30}} = 1923,5 \text{ mm} \Rightarrow L = 2,00 \text{ m}$;
- $L_c = (0,55 \dots 0,65) \cdot B = 1100 \dots 130 \text{ mm} \Rightarrow L_c = 1,10 \text{ m}$;
- rezultă $l = 300 \text{ mm}$ și $L_1 = 450 \text{ mm}$;
- din condiția $tg\alpha = \frac{H}{L_1} \geq 1 \Rightarrow H = 900 \text{ mm}$;
- din condiția $tg\beta = \frac{h}{l} \geq 1 \Rightarrow h = 400 \text{ mm}$.

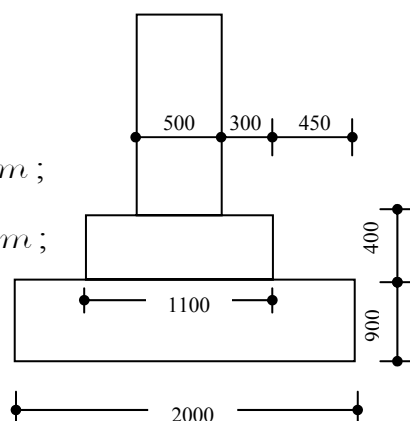


Figura 2.15. Fundația stâlpului marginal.

Pentru stâlpul de colț se adoptă aceeași fundație ca și pentru stâlpul marginal.

Dimensiunile elementelor structurale rezultate din operațiile de predimensionare sunt indicate în *planșa 1*, care reprezintă secțiunea transversală prin clădire. Așa cum se va vedea în continuare dimensionarea finală a structurii nu a impus modificarea dimensiunilor stabilite în faza de predimensionare.

3. PROIECTAREA PLĂCII

3.1. Evaluarea încărcărilor plăcii planșeului peste parter.

Tipul încărcării	Încărcări nomate	Gruparea fundamentală (încărcări de calcul)	
	q^n [kN/m ²]	n	$q^c = n \cdot q^n$
Încărcări permanente			
greutate proprie placă de 9 cm (g_1)	$0,09 \cdot 25 = 2,25$	1,10	2,475
pardoseală (g_2)	1,00	1,30	1,300
TOTAL (g) [kN/m²]			3,775
Încărcări temporare.			
încărcare utilă (p)	15,00	1,20	18,000
TOTAL GENERAL (q) [kN/m²]			21,775

Tabelul 3.1.

3.2. Schema de calcul.

Pentru stabilirea solicitărilor maxime se ține seama de faptul că încărcarea permanentă acționează după o singură schemă și anume aceea cu valoarea integrală uniform distribuită pe toată lungimea grinzii înlocuitoare, iar încărcarea temporară acționează după orice schemă posibilă.

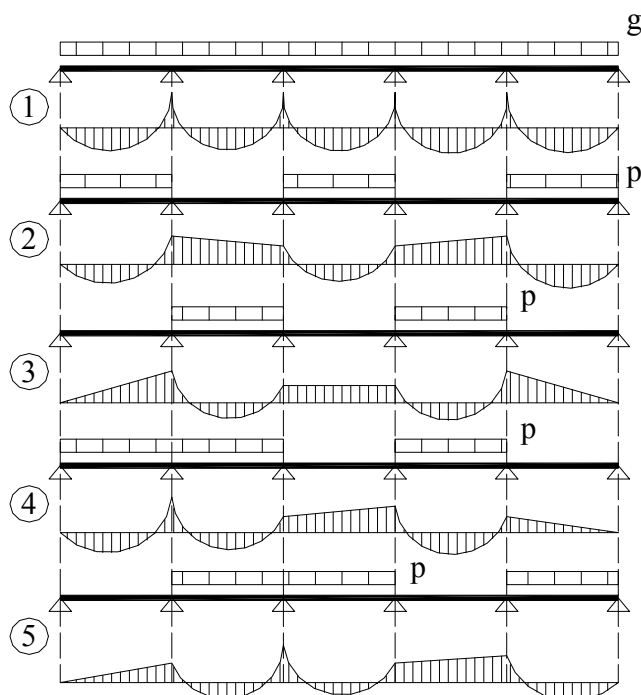


Figura 3.1. Scheme de încărcare pentru placa armată pe o direcție.

Momentele încovoietoare maxime în secțiunile caracteristice, se determină adunând pe rând valorile produse de încărcările permanente, cu valorile cele mai mari produse în fiecare secțiune considerată de încărcarea utilă, dispusă în ipoteza cea mai acoperitoare (figura 3.1).

În secțiunile din câmpuri interesează atât momentele maxime pozitive cât și negative, pe când în reazeme interesează , practic, numai valorile maxime negative.

3.3. Calculul momentelor încovoietoare.

Valorile maxime în valori absolute ale momentelor încovoietoare se pot determina cu ajutorul coeficienților de influență, folosind relații de forma:

$$M_{i,\max}^+ = (a \cdot g + b \cdot p) \cdot \ell^2 \quad (3.1)$$

$$M_{i,\max}^- = (a \cdot g + c \cdot p) \cdot \ell^2 \quad (3.2)$$

În aceste relații g și p reprezintă încărcările permanente și temporare pe m^2 de placă, iar ℓ deschiderea de calcul. Coeficienții de influență au fost notați cu a , b , c . Coeficientul a care introduce efectul încărcărilor permanente și coeficienții b și c , care introduc efectul încărcării temporare se pot găsi anexa B.

Valorile numerice și semnele coeficienților de influență pentru grinda cu cinci deschideri egale precum și valorile maxime ale momentelor încovoietoare sunt date în tabelul 3.2.

Tabelul 3.2

Secțiunea	Coeficienți de influență			Deschiderea de calcul	Încărcarea permanentă (g)	Încărcarea temporară (p)	$M_{\max}^+$	$M_{\max}^-$
							$(a \cdot g + b \cdot p) \cdot \ell^2$	$(a \cdot g + c \cdot p) \cdot \ell^2$
	a	b	c	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm / m]	[kNm / m]
1	0,072	0,099	-0,026	2,035	3,775	18,00	8,505	-0,813
b	-0,105	0,014	-0,120	2,032	3,775	18,00	-0,596	-10,555
2	0,033	0,079	-0,046	2,030	3,775	18,00	6,373	-2,899
c	-0,079	0,032	-0,111	2,030	3,775	18,00	1,145	-9,463
3	0,046	0,085	-0,039	2,030	3,775	18,00	7,021	-2,177

S-au notat cu litere secțiunile din dreptul reazemelor și cu cifre secțiunile din mijlocul deschiderilor. Schema grinzii este dată în figura 3.2.

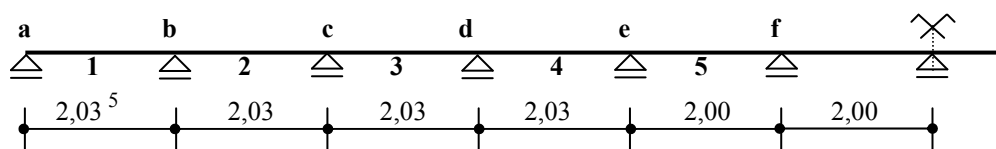


Figura 3.2. Notațiile folosite pentru secțiunile caracteristice la grinda cu 5 deschideri.

La grinzile continue cu mai mult de 5 deschideri egale se procedează după cum urmează:

- pentru primele două deschideri de la margine (secțiunile 1, 2 și b) valorile momentelor încovoietoare se iau ca la grinda cu 5 deschideri egale;
- pentru toate celelalte deschideri interioare se iau valorile corespunzătoare deschiderii mijlocii a grinzii cu 5 deschideri egale (secțiunile c și 3).

Dacă deschiderile de calcul nu sunt egale între ele ci diferă cu până la 20 %, momentele încovoietoare maxime pozitive și negative se determină cu aceiași coeficienți de influență (vezi și anexa B) cu următoarele precizări:

- momentul încovoietor pe un reazem intermediar se determină pentru o deschidere de calcul egală cu media deschiderilor adiacente reazemului respectiv;
- momentul încovoietor într-un câmp se determină pentru mărimea efectivă a deschiderii respective.

În calculul momentelor, grinzile secundare s-au considerat în mod acoperitor ca reazeme simple ideale, neglijându-se rezistența la torsiune a acestora.

3.4. Dimensionarea armăturii de rezistență.

Acoperirea cu beton de calcul se consideră: $a = 10 + \frac{d}{2} \approx 15 \text{ mm}$

Se cunosc: R_c - rezistența la compresiune a betonului: $R_c = 15 \text{ N/mm}^2$ (beton Bc 25);

R_a - rezistența la întindere a oțelului: $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ (oțel PC 52);

b - lățimea de calcul a plăcii: $b = 1 \text{ m}$;

h - grosimea plăcii: $h = 90 \text{ mm}$;

h_o - înălțimea utilă a secțiunii; $h_o = h - a = 90 - 15 = 75 \text{ mm}$

3.4.1. Secțiunea a.

Valoarea momentului încovoietor de la extremitatea plăcii, datorită împiedicării parțiale a rotirii libere prin legătura cu grinda de margine se consideră acoperitor la valoarea:

$$M = \frac{(g + p) \cdot l^2}{24} = \frac{21,775 \cdot 2,035^2}{24} = 3,757 \text{ kNm}$$

Secțiunea de calcul este cea din figura 2.3. Se determină ξ dintr-o ecuație de echilibru a momentelor [10]:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,757 \cdot 10^6}{1000 \cdot 75^2 \cdot 15}} = 0,04556$$

Cantitatea de armătură se obține dintr-o ecuație de proiecție pe axa elementului:

$$A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 1000 \cdot 75 \cdot 0,04556 \cdot \frac{15}{300} = 170,85 \text{ mm}^2.$$

Armarea efectivă și calculul pentru celelalte secțiuni semnificative, ce se desfășoară în mod asemănător, sunt prezentate în tabelul 3.4.

3.4.2. Armarea plăcii în câmp la momente negative.

Deoarece încărcarea temporară este mare apar momente negative în câmpuri (vezi tabel 3.2). În zonele din câmpuri cu momente încovoietoare la partea superioară a plăcii solicitarea de încovoiere este preluată numai de betonul simplu. Capacitatea de rezistență a secțiunii de beton simplu este dată de relația:

$$M = c_{pl} \cdot W_f \cdot R_t \quad (3.3)$$

unde: W_f - modulul de rezistență la fisurare al secțiunii, calculat considerând zona întinsă integral plastificată;

c_{pl} – coeficient prin care se ține seama de plasticizarea parțială a zonei întinse a secțiunii, a cărei valoare este 1 pentru o înălțime a secțiunii $h \leq 100 \text{ mm}$.

În cazul secțiunilor dreptunghiulare sau în formă de T, se admite să se determine W_f cu o relație simplificată: $W_f = 1,75 \cdot W_e$, în care W_e este modulul de rezistență în stadiul

elastic. Așadar: $M = 1,75 \cdot \frac{1000 \cdot 90^2}{6} \cdot 1,1 = 2598750 \text{ Nmm} = 2,60 \text{ kNm}$

Se observa că doar în secțiunea 2 (primul câmp intermediar) momentul produs de solicitarea de încovoiere este mai mare decât momentul capabil al secțiunii de beton simplu. Va trebui ca în această secțiune să se dispună armătură la partea superioară pentru preluarea acestui moment.

3.4.3. Secțiunea 2 (armată la moment negativ).

Se cunoaște momentul de calcul în valoare absolută: $M = 2,90 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot R_c \cdot h_o^2}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,90 \cdot 10^6}{1000 \cdot 15 \cdot 75^2}} = 0,03498$$

$$\Rightarrow A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 1000 \cdot 75 \cdot 0,03498 \cdot \frac{15}{300} = 131,17 \cdot \text{mm}^2$$

Se alege: $A_a = 151 \text{ mm}^2$ (3 ϕ 8 / ml) și $A_a = 142 \text{ mm}^2$ (5 ϕ 6 / ml) pentru varianta fără bare înclinate (a se vedea § 3.5).

Dimensionarea armăturilor de la partea superioară în secțiunile din câmpul plăcilor, pe baza valorilor momentelor din mijlocul deschiderii poate apărea ca neacoperitoare, întrucât la stânga sau la dreapta acestor secțiuni momentele negative au valori absolute mai mari. Se procedează în acest mod pentru că în realitate valorile momentelor negative sunt mai mici decât cele luate în calcul, ca urmare a efectelor favorabile a rigidității la torsiune a grinzilor secundare, care constituie reazemele plăcii (figura 3.3).

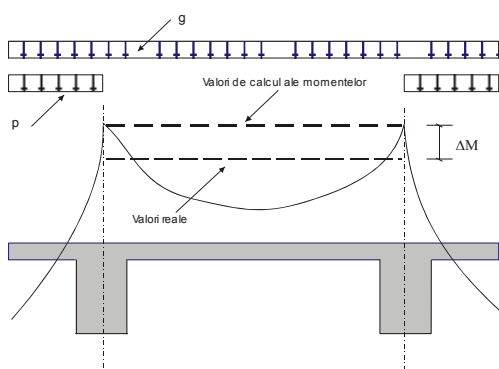


Figura 3.3. Diferența ΔM între momentele de calcul și momentele reale.

3.5. Reguli constructive de alcătuire a plăcilor de beton armat.

Placa se armează cu bare montate individual din oțel laminat, formând plase legate cu sârmă. Pentru plăcile cu grosimea $h_p \leq 300 \text{ mm}$, în zonele întinse, numărul minim de bare este de 5 bare / m. Numărul maxim de bare /m recomandat, în câmp și pe reazem este de 12 bare / m. Diametrele minime admise pentru armăturile de rezistență și pentru cele de repartiție sunt date în tabelul 3.3.

Tipuri de armături		Diametre minime (mm) pentru armăturile de:		
		Rezistență		Repartiție
		Barele drepte de la partea inferioară a plăcii	Barele înclinate și barele de la partea superioară	
Bare laminate individuale	PC 52, PC 60	6	6	6
	OB 37		8	

Tabelul 3.3

Numărul de bare pe metru trebuie stabilit astfel ca distanțele între bare să fie într-o succesiune ordonată, pentru a simplifica montajul și controlul poziționării armăturilor. De aceea numărul de bare pe metru din aceeași placă trebuie să fie multiplu de un modul (2,5; 3; 3,5; 4 etc.). În cazul de față s-a va folosit un modul de 3 bare /m.

În cazul curent al armării cu bare cu diametre până la 10 mm inclusiv, care se livrează în colaci de lungimi mari, este preferabil ca barele drepte de la partea inferioară și cele ridicate să se realizeze continue (dintr-o bucată) pe toată lungimea planșeului, completate pe reazeme cu bare locale (călăreți). Fasonarea barelor înclinate se face în acest caz la fața locului pe cofrajul plăcii.

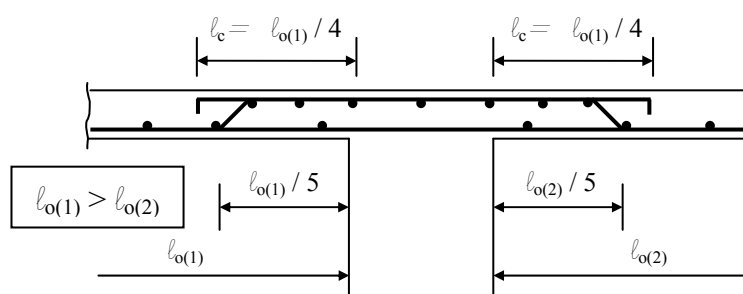


Figura 3.4. Dispunerea călăreților și barelor înclinate în secțiunea de reazem a plăcii.

Armăturile de la partea superioară a plăcii, pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme, se prelungesc de o parte și de alta a reazemului astfel ca să acopere întreaga zonă de momente negative. Dacă nu se face un calcul al lungimii l_c necesare (vezi figura 3.4), se va lua de fiecare parte a reazemului $l_c = 1 / 4$ din cea mai mare dintre luminile $l_{o(1)}$ și $l_{o(2)}$ ale deschiderilor adiacente. La plăcile cu încărcări temporare mari în raport cu încărcările permanente, la care pot interveni momente încovoietoare negative în câmpuri, se prevăd lungimi l_c corespunzătoare mai mari decât cele definite anterior, putându-se ajunge până la o armare continuă la partea superioară a plăcii. Se admite ca armarea la partea superioară să se prevadă numai pe porțiunile în care momentele negative din câmp depășesc momentul capabil al secțiunii nearmate, calculat cu relația (3).

Secțiunile de înclinare a barelor vor fi amplasate la distanțe suficient de mari de la marginile reazemelor (de regulă $1/5$ din lumina liberă a plăcii în deschiderea

respectivă), pentru ca barele înclinate să poată fi utilizate eficient la preluarea momentelor negative de pe reazeme (vezi figura 3.4).

Perpendicular pe direcția armăturilor de rezistență se dispun armături numite de “repartiție” sau de “montaj”. Aceste armături au roluri multiple:

- împreună cu barele armăturii de rezistență formează o rețea (plasă) îndeplinind un rol de montaj;
- repartizează eventualele încărcări locale concentrate la o lățime mai mare de placă;
- preiau eforturile de întindere produse de momentele încovoietoare pozitive de pe direcția paralelă cu latura lungă a plăcii;
- limitează deschiderea fisurilor produse de contracția betonului sau de variațiile de temperatură.

La plăcile armate pe o direcție (vezi figura 3.5) se prevăd pe direcția perpendiculară pe cea a armăturilor de rezistență armături constructive:

- în zonele întinse din câmp și de pe reazeme, o armătură de repartiție având secțiunea pe metru egală cu cel puțin 15 % din secțiunea pe metru a armăturii de rezistență, la planșeele obișnuite și 25 % la cele cu încărcări concentrate mari, dar cel puțin $4 \phi 6$ mm /m;
- pentru preluarea momentelor locale de încastrare pe reazemele de continuitate de pe direcția laturii mari a plăcii $\ell_{o(1)}$, călăreții prelunși de o parte și de alta a reazemelor cu $(\ell_{o(2)} / 4)$ de regulă $5 \phi 8$ / m dacă sunt din OB 37 și $5 \phi 6$ / m dacă sunt din PC 52 sau PC 60.

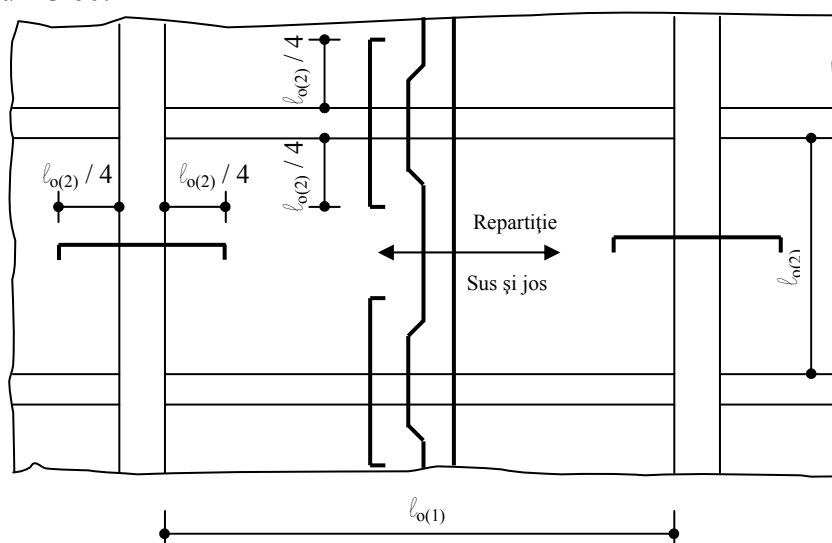


Figura 3.5. Dispunerea armăturilor constructive la plăcile armate pe o direcție.

3.6. Alegerea armăturii.

Se propun două soluții de armare:

- o soluție în care se folosesc bare înclinate;
- o soluție în care se folosesc numai bare drepte, soluție recomandabilă, pe considerente de simplitate a execuției, la plăci cu deschideri mici.

Secțiune	ho [mm]	M [kNm]	$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot R_c \cdot h_o^2}}$	$A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a}$ [mm ²]	Aria [mm ²]	Bare / ml	Tip	p _{ef} · %
a	75	3,757	0,046	170,87	85	3 ϕ 6	călăreți	0,31
					151	3 ϕ 8	încălate	
					236	3 ϕ 8 + 3 ϕ 6	total	
1	75	8,505	0,106	399,27	302	3 ϕ 8 + 3 ϕ 8	drepte	0,60
					151	3 ϕ 8	încălate	
					453	9 ϕ 8	total	
b	75	10,555	0,134	502,84	387	3 ϕ 8 + 3 ϕ 10	călăreți	0,72
					151	3 ϕ 8	încălate	
					538	6 ϕ 8 + 3 ϕ 10	total	
2	75	6,373	0,079	294,85	151	3 ϕ 8	drepte	0,40
					151	3 ϕ 8	încălate	
					302	6 ϕ 8	total	
c	75	9,463	0,119	447,22	302	3 ϕ 8 + 3 ϕ 8	călăreți	0,60
					151	3 ϕ 8	încălate	
					453	9 ϕ 8	total	
3	75	7,021	0,087	326,21	236	3 ϕ 10	călăreți	0,52
					151	3 ϕ 8	încălate	
					387	3 ϕ 8 + 3 ϕ 10	total	

Tabelul 3.4

În tabelele 3.4 și 3.5 sunt prezentate secțiunile armăturile alese în cele două soluții. În figurile 3.6 și 3.7 sunt indicate schemele celor două soluții de armare.

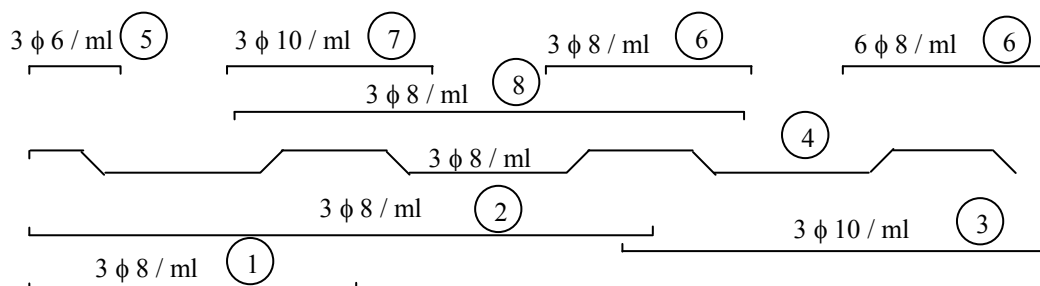


Figura 3.6. Soluția de armare aleasă pentru placa armată pe o singură direcție.

3.6.1. Armarea plăcii fără bare încălate.

La plăcile cu deschideri până la 2 m se recomandă armarea mai simplă, fără bare încălate. Se prezintă în continuare spre exemplificare armarea plăcii fără bare încălate pentru care s-a adoptat următoare soluție de armare.

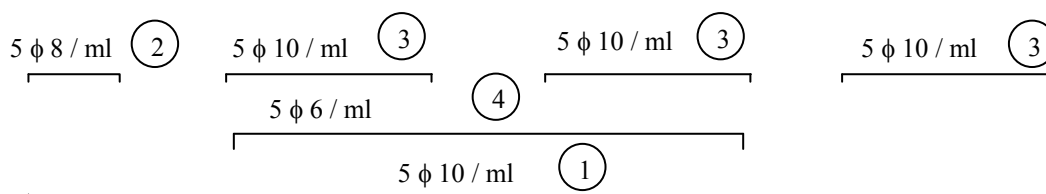


Figura 3.7. Soluția de armare pentru placa armată pe o singură direcție în varianta fără bare încălate.

În tabelul 3.5. se prezintă calculul corespunzător acestei soluții de armare.

Secțiune	ho [mm]	M [kNm]	$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot R_c \cdot h_o^2}}$	$A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a}$ [mm ²]	Aria [mm ²]	Bare / ml	Tip	p _{ef} · %
a	75	3,757	0,046	170,87	251	5 ϕ 8	călăreți	0,33
1	75	8,505	0,106	399,27	393	5 ϕ 10	drepte	0,52
b	75	10,555	0,134	502,84	535	5 ϕ 10 + 5 ϕ 6	călăreți	0,71
2	75	6,373	0,079	294,85	393	5 ϕ 10	drepte	0,52
c	75	9,463	0,119	447,22	535	5 ϕ 10 + 5 ϕ 6	călăreți	0,71
3	75	7,021	0,087	326,21	393	5 ϕ 10	drepte	0,52

Tabelul 3.5

3.7. Plan cofraj și armare planșeu peste parter.

Planul de cofraj reprezintă planul care indică forma, dimensiunile și pozițiile tuturor elementelor structurale, în cazul de față ale planșeului peste parter. Planul de cofraj al planșeului reprezintă vederea de jos în sus a structurii acestuia de la nivelul unei secțiuni orizontale prin elementele verticale ale structurii, în acest caz a stâlpilor situați sub planșeu.

În acest plan elementele secționate sunt reprezentate hașurat sau poșat, iar elementele structurale sunt reprezentate prin muchiile lor, desenate cu o linie mai groasă decât cea folosită pentru liniile de cotă așa cum apar acestea în vederea menționată.

Planul de cofraj se completează prin secțiuni verticale prin planșeu, care indică și înălțimea elementelor structurale, în cazul planului de cofraj al planșeului din proiect, a plăcii, grinzilor secundare și a grinzilor principale.

Într-o accepțiune apropiată cu cea de mai sus planul de cofraj este reprezentarea în desen a muchiilor cofrajului în care se execută planșeul, într-o vedere de deasupra înainte de turnarea betonului.

Dacă peste planul de cofraj se desenează rabatute în planul desenului și armăturile, planul devine plan de cofraj și armare.

În cazul structurilor complicate, cele două planuri, de cofraj și respectiv se desenează separat.

Planul de cofraj indică dimensiunile care nu mai sunt reproduse în planul de armare, pentru a se obține spațiile libere necesare pentru indicarea detaliată a armării.

Planul este completat de extrasul de armătură al plăcii. Extrasul de armătură reprezintă un tabel în care sunt date principalele caracteristici ale tuturor tipurilor de armături (mărcilor): diametrul armăturii, lungimea de tăiere, numărul armăturilor identice, calitatea oțelului.

În tabel sunt însumate lungimile tuturor armăturilor de un anumit diametru separat pentru toate calitățile de oțel utilizate. Extrasul furnizează în final cantitatea de oțel totală și pe sortimente (diametru și tip oțel).

Planul de cofraj și armare al plăcii planșeului peste parter este prezentat în planșa 3. La realizarea lui s-a ținut seama de toate regulile constructive enunțate la punctul 3.5.

În figura 3.8 sunt prezentate schematic modurile de dispunere a armăturii de rezistență în diferite cazuri caracteristice.

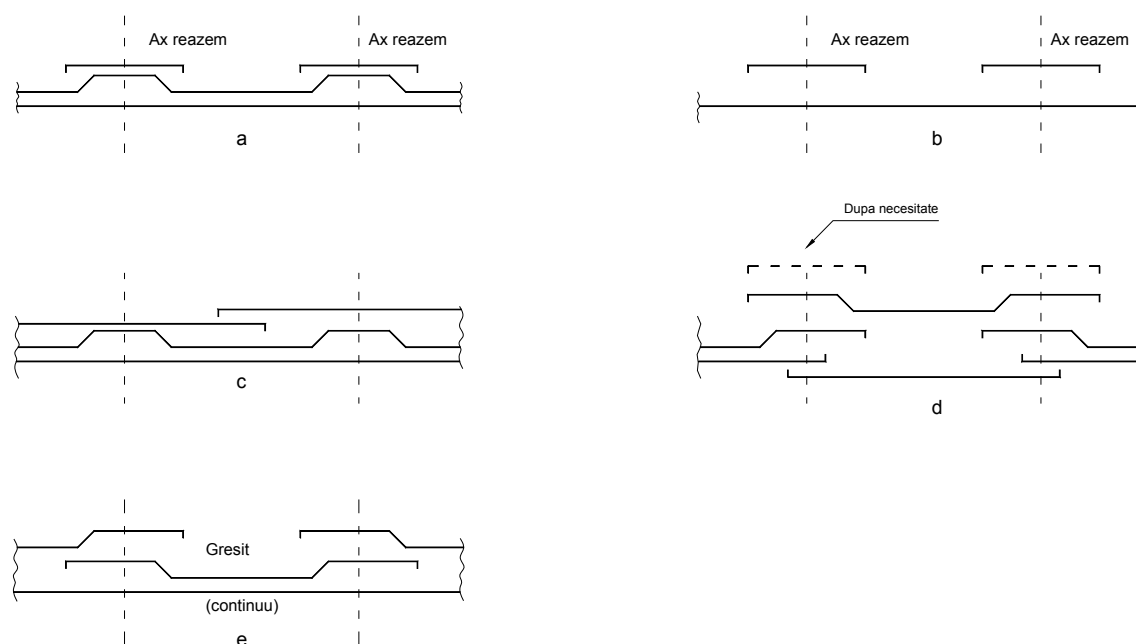


Figura 3.8. Moduri de dispunere a armăturii de rezistență.

4. PROIECTAREA GRINZII SECUNDARE CURENTE G2

4.1. Schema statică.

Grinda secundară este o grindă continuă cu deschideri egale, care reazemă pe grinzile principale (grinzile cadrului transversal). Schema statică este cea reprezentată în figura 4.1. S-au notat cu litere secțiunile distincte din dreptul reazemelor și cu cifre secțiunile distincte din mijlocul deschiderilor.

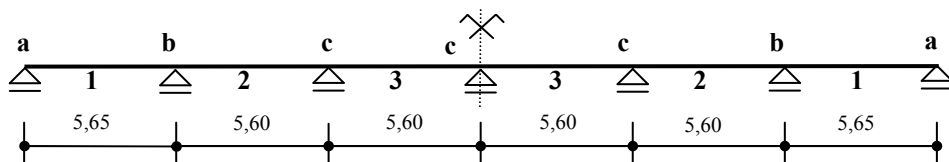


Figura 4.1. Schema statică a grinzii secundare.

4.2. Evaluarea încărcărilor.

Încărcările grinzii secundare provin din greutatea proprie și din încărcările permanente și temporare ale plăcii, pe zona aferentă a grinzii (A_{af}), așa cum se indică în figura 4.2.

$$\Rightarrow A_{af} = 2 \cdot \frac{5,60 + (5,60 - 2,00)}{2} \cdot \frac{2,00}{2} + 0,25 \cdot 5,60 = 10,6 \text{ m}^2$$

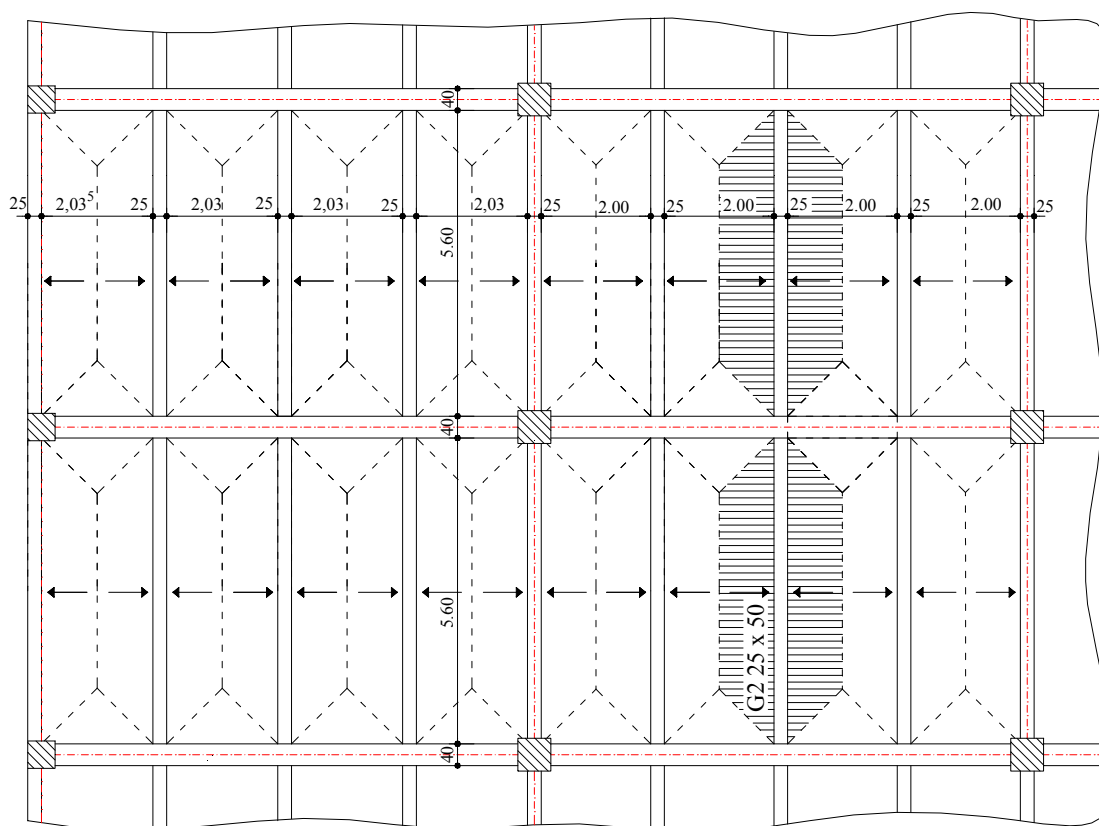


Figura 4.2. Aria aferentă de calcul pentru grinda secundară.

Rezultă următoarele valori ale încărcărilor.

Încărcarea permanentă (g).

- din greutate placă + pardoseală:

$$g \cdot \frac{A_{af}}{t - b_{gp}} = 3,775 \cdot \frac{10,60}{5,6} = 7,14 \frac{kN}{m}$$

- din greutate proprie (25 x 50):

$$b_{gs} \cdot (h_{gs} - h_{pl}) \cdot \gamma_b \cdot 1,1 = 0,25 \cdot (0,5 - 0,09) \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,82 \frac{kN}{m}$$

$$\Rightarrow g = 9,96 \frac{kN}{m}$$

Încărcarea temporară (p).

- din încărcarea utilă: $p \cdot \frac{A_{af}}{t - b_{gp}} = 18,00 \cdot \frac{10,60}{5,6} = 34,08 \frac{kN}{m} \Rightarrow p = 34,08 \frac{kN}{m}$

În conformitate cu prevederile STAS 10107/2 – “Planșee curente din plăci și grinzi din beton armat și precomprimat”, în cazul în care raportul dintre valoarea încărcărilor temporare de lungă durată și a celor totale este mai mare de 0,75 este necesar ca valoarea eforturilor de dimensionare să se obțină printr-un calcul în domeniul elastic. Este cazul grinzilor secundare care fac obiectul prezentului proiect la care acest raport este $\frac{34,08}{44,04} = 0,77$.

4.3. Calculul eforturilor.

Ca și în cazul plăcii, calculul eforturilor de dimensionare se bazează pe valorile maxime ale diagramelor de eforturi, în acest caz momente încovoietoare și forțe tăietoare, corespunzătoare grinzii cu 5 deschideri egale.

Valorile momentelor încovoietoare corespunzătoare secțiunilor de la marginea reazemelor și din mijlocul deschiderilor se pot determina cu ajutorul coeficienților de influență, folosind relații de forma:

$$M_{i,\max}^+ = (a \cdot g + b \cdot p) \cdot l^2 \quad \text{și} \quad M_{i,\max}^- = (a \cdot g + c \cdot p) \cdot l^2 \quad (4.1)$$

În aceste relații g și p reprezintă încărcările permanente și temporare pe unitatea de lungime, iar l deschiderea de calcul. Coeficienții de influență au fost notați cu a , b , c .

Valorile numerice și semnele coeficienților de influență pentru grinda cu cinci deschideri egale, precum și valorile maxime și minime ale momentelor încovoietoare sunt date în tabelul 4.1.

Secțiunea	Coeficienti de influență			Deschiderea de calcul [m]	Încărcarea permanentă (g) [kN/m]	Încărcarea temporară (p) [kN/m]	$M_{\max}^+$	$M_{\max}^-$
	a	b	c				$(a \cdot g + b \cdot p) \cdot l^2$ [kNm]	$(a \cdot g + c \cdot p) \cdot l^2$ [kNm]
1	0.072	0.099	-0.026	5.650	9.960	34.04	130.470	-5.360
b	-0.105	0.014	-0.120	5.625	9.960	34.04	-18.011	-162.335
2	0.033	0.079	-0.046	5.600	9.960	34.04	94.639	-38.797
c	-0.079	0.032	-0.111	5.600	9.960	34.04	9.485	-143.167
3	0.046	0.085	-0.039	5.600	9.960	34.04	105.105	-27.264

Tabelul 4.1

La grinzile continue cu mai mult de 5 deschideri egale se consideră:

- pentru deschiderile de margine (secțiuni de tip **1**) și pentru primele deschideri interioare (secțiuni de tip **b** și **2**) se iau aceleași valori ca la grinda cu 5 deschideri egale;
- pentru toate celelalte deschideri interioare se iau valorile corespunzătoare deschiderii mijlocii a grinzii cu 5 deschideri egale (secțiuni de tip **c** și **3**).

Dacă deschiderile de calcul nu sunt egale între ele ci diferă cu până la 20 %, momentele încovoietoare maxime pozitive și negative se determină cu aceiași coeficienți de influență (vezi și anexa B) cu următoarele precizări:

- momentul încovoietor pe un reazem intermediar se determină pentru o deschidere de calcul egală cu media deschiderilor adiacente reazemului respectiv;
- momentul încovoietor într-un câmp se determină pentru mărimea efectivă a deschiderii respective.

Valorile maxime și minime ale forțelor tăietoare se pot determina cu ajutorul coeficienților de influență, folosind relații de forma:

$$Q_{i,\max}^+ = (\alpha \cdot g + \beta \cdot p) \cdot l \quad \text{și} \quad Q_{i,\max}^- = (\alpha \cdot g + \gamma \cdot p) \cdot l \quad (4.2)$$

În aceste relații **g** și **p** reprezintă încărcările permanente și temporare pe unitatea de lungime, iar **l** deschiderea de calcul. Coeficienții de influență au fost notați cu **α**, **β**, **γ**.

Valorile numerice și semnele coeficienților de influență pentru grinda cu cinci deschideri egale, precum și valorile maxime și minime în secțiunile de la fața reazemelor, ale forțelor tăietoare sunt date în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2

Secțiunea	Coeficienti de influență			Deschiderea de calcul	Încărcarea permanentă (g)	Încărcarea temporară (p)	$Q_{\max}^+$	$Q_{\max}^-$
							$(\alpha \cdot g + \beta \cdot p) \cdot l$	$(\alpha \cdot g + \gamma \cdot p) \cdot l$
	α	β	γ	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[kNm]
a	0.395	0.447	-0.053	5.65	9.96	34.04	108.20	12.03
b st	-0.605	0.014	-0.620	5.60	9.96	34.04	-31.08	-151.93
b dr	0.526	0.598	-0.072	5.60	9.96	34.04	143.33	15.61
c st	-0.474	0.103	-0.577	5.60	9.96	34.04	-6.80	-136.43
c dr	0.500	0.591	-0.091	5.60	9.96	34.04	140.55	10.54

4.4. Calculul armăturii longitudinale.

Se exemplifică în continuare calculul unei grinzi secundare curente G2 25 x 50. În zonele solicitate la moment negativ (care întind fibra superioară a grinzii), secțiunea de calcul este de formă dreptunghiulară, iar în zonele solicitate la momente pozitive (care întind fibra inferioară) și în care placa se află în zona comprimată, secțiunea de calcul are forma T.

Acoperirea cu beton de calcul se consideră în câmp, $a = 25 + \varphi/2 \approx 35 \text{ mm}$, iar în reazem $a = 50 \text{ mm}$

Observație: Acoperirea la partea superioară a armăturilor din grinda secundară s-a luat mai mare decât cea minim necesară pentru a permite montarea armăturilor la intersecția cu grinda principală. Întrucât, așa cum se va vedea, armăturile de pe primul rând al grinzii principale sunt de diametru 25 mm, s-a adoptat o înălțime de interior a ramurii verticale a etrierului de 420 mm.

Se cunosc:

- R_c - rezistența la compresiune a betonului: $R_c = 15 \text{ N/mm}^2$ (beton Bc 25);
- R_a - rezistența la întindere a oțelului: $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ (oțel PC 52);
- h_p - grosimea plăcii: $h_{pl} = 90 \text{ mm}$;
- h_o - înălțimea utilă: $h_o = h - a = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$ (în câmp)
- b - lățimea secțiunii: $b = 250 \text{ mm}$.

În mod acoperitor la dimensionare nu se ține seama de aportul armăturilor situate în zona comprimată.

4.4.1. Secțiunea a.

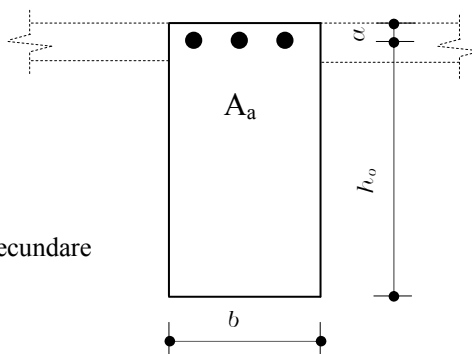


Figura 4.3. Secțiunea de calcul a grinzii secundare pentru zona de reazem.

Momentul de calcul se considera:

$$M = \frac{(g+p) \cdot l^2}{24} = \frac{44,04 \cdot 5,65^2}{24} = 58,58 \text{ kNm}$$

Se determină ξ , înălțimea relativă a zonei comprimate:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 58,58 \cdot 10^6}{250 \cdot 450^2 \cdot 15}} = 0,080$$

$$A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 250 \cdot 450 \cdot 0,080 \cdot \frac{15}{300} = 452,1 \text{ mm}^2$$

Se alege: $A_{a(a)} = 402 + 113 = 515 \text{ mm}^2$ ($2 \phi 16 + 1 \phi 12$)

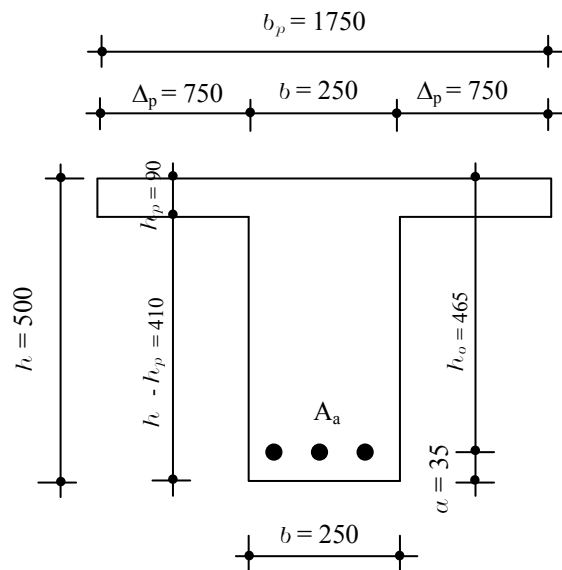
4.4.2. Secțiunea 1.

Lățimea activă a plăcii b_p la secțiuni cu talpa în zona comprimată se determină astfel:

$$b_p \leq b + 2 \cdot \Delta_p, \text{ în care } \Delta_p \leq l_c / 6, \\ \text{iar } l_c = 0,8 \cdot t_o = 0,8 \cdot 5650 = 4520 \text{ mm} \\ \Rightarrow \Delta_p \leq l_c / 6 = 4520 / 6 = 753,3 \text{ mm} \\ \Rightarrow b_p \leq 250 + 2 \cdot 753,3 \approx 1750 \text{ mm}$$

(vezi Anexa A)

Figura 4.4. Secțiunea de calcul a grinzii secundare pentru zona de câmp marginal.



Deschiderea de calcul este $t_o = 5,65 \text{ m}$. Secțiunea de calcul este dată în figura 4.4, unde sunt prezentate și relațiile din STAS 10107/2-90, pe baza cărora s-a determinat aceasta (vezi anexa A). La stabilirea lățimii active a plăcii s-a ținut seama că $h_p / h = 90 / 500 = 0,18 > 0,10$ și Δ_p nu s-a plafonat prin alte condiții.

Momentul de calcul este în acest caz: $M = 130,47 \text{ kNm}$.

Se determină momentul capabil M_p corespunzător situației în care înălțimea zonei comprimate $x = h_p$.

$$M_p = b_p \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_o - \frac{h_p}{2}\right) = 1750 \cdot 90 \cdot 15 \cdot \left(465 - \frac{90}{2}\right) = 992,25 \text{ kNm}$$

Deoarece $M_p > M \Rightarrow x < h_p$.

Rezolvarea se efectuează ca pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate cu lățimea b_p .

$$\text{Se determină } \xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b_p \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 130,47 \cdot 10^6}{1750 \cdot 465^2 \cdot 15}} = 0,023$$

$$A_a = b_p \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 1750 \cdot 465 \cdot 0,023 \cdot \frac{15}{300} = 946,27 \text{ mm}^2$$

Se alege $A_{a(1)} = 201 + 760 = 961 \text{ mm}^2$ (1 ϕ 16 + 2 ϕ 22)

4.4.3. Secțiunea b.

Secțiunea de calcul este cea din figura 4.3.

Momentul de calcul este în acest caz: $M = 162,33 \text{ kNm}$.

Se determină ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 162,33 \cdot 10^6}{250 \cdot 450^2 \cdot 15}} = 0,243$$

$$A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 250 \cdot 450 \cdot 0,243 \cdot \frac{15}{300} = 1366 \text{ mm}^2$$

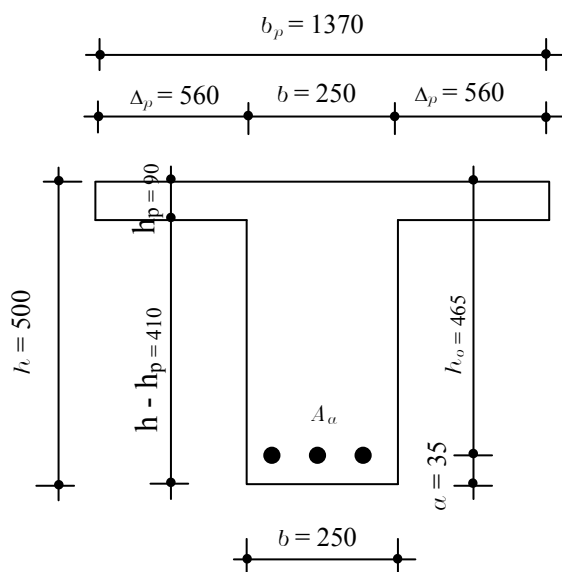
Se alege: $A_{a(b)} = 1520 \text{ mm}^2$ (4 ϕ 22)

4.4.4. Secțiunea 2.

Lățimea activă a plăcii b_p rezultă astfel:

$$\begin{aligned} b_p &\leq b + 2 \cdot \Delta_p, \text{ în care } \Delta_p \leq l_c / 6, \\ \text{iar } l_c &= 0,6 \cdot t_o = 0,6 \cdot 5600 = 3360 \text{ mm} \\ \Rightarrow \Delta_p &\leq l_c / 6 = 3360 / 6 = 560 \text{ mm} \\ \Rightarrow b_p &\leq 250 + 2 \cdot 560 \approx 1370 \text{ mm} \end{aligned}$$

Figura 4.5. Secțiunea de calcul a grinzii secundare pentru zona de câmp intermediar.



Secțiunea de calcul este cea din figura 4.5. Momentul de calcul este în acest caz: $M = 94,64 \text{ kNm}$.

$$M_p = b_p \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_o - \frac{h_p}{2}\right) = 1370 \cdot 90 \cdot 15 \cdot \left(465 - \frac{90}{2}\right) = 776,79 \text{ kNm}$$

Deoarece $M_p > M \Rightarrow x < h_p$.

Rezolvarea se efectuează ca pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate cu lățimea b_p . Se determină $\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b_p \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 94,64 \cdot 10^6}{1370 \cdot 465^2 \cdot 15}} = 0,0215$

$$A_a = b_p \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 1370 \cdot 465 \cdot 0,0215 \cdot \frac{15}{300} = 685,8 \text{ mm}^2$$

Se alege $A_{a(b)} = 402 + 380 = 782 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 16 + 1 ϕ 22)

4.4.5. Secțiunea c.

Secțiunea de calcul este cea din figura 3.2.

Momentul de calcul este în acest caz: $M = 143,17 \text{ kNm}$.

Se determină ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 143,17 \cdot 10^6}{250 \cdot 450^2 \cdot 15}} = 0,210$$

$$A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 250 \cdot 450 \cdot 0,210 \cdot \frac{15}{300} = 1180 \text{ mm}^2$$

Se alege: $A_{a(c)} = 1140 \text{ mm}^2$ (3 ϕ 22)

4.4.6. Secțiunea 3.

Secțiunea de calcul este cea din figura 4.5. Momentul de calcul este în acest caz: $M = 105,1 \text{ kNm}$.

$$M_p = b_p \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_o - \frac{h_p}{2}\right) = 1370 \cdot 90 \cdot 15 \cdot \left(465 - \frac{90}{2}\right) = 776,79 \text{ kNm}$$

Deoarece $M_p > M \Rightarrow x < h_p$.

Rezolvarea se efectuează ca pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate cu lățimea b_p . Se determină $\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b_p \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 105,1 \cdot 10^6}{1370 \cdot 465^2 \cdot 15}} = 0,0243$

$$A_a = b_p \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 1370 \cdot 465 \cdot 0,0243 \cdot \frac{15}{300} = 773,96 \text{ mm}^2$$

Se alege $A_{a(3)} = 804 \text{ mm}^2$ (4 ϕ 16)

4.4.7. Armarea grinzii secundare în câmp la momente negative.

Deoarece încărcarea temporară este mare apar momente negative în câmpuri (vezi tabel 4.2). În zonele din câmpuri cu momente încovoietoare la partea superioară a plăcii solicitarea de încovoiere este preluată numai de betonul simplu. Capacitatea de rezistență a secțiunii de beton simplu este dată de relația:

$$M = c_{pl} \cdot W_f \cdot R_t \quad (4.3)$$

unde: W_f – modulul de rezistență la fisurare al secțiunii, calculat considerând zona întinsă integral plastificată;

c_{pl} – coeficient prin care se ține seama de plasticizarea parțială a zonei întinse a secțiunii și ale cărei valori se iau din tabelul 4.3 în funcție de înălțimea secțiunii h (pentru valori intermediare între cele date în tabel, se interpolează liniar).

Înălțimea secțiunii, h (mm)	≤ 100	200	500	≥ 1000
c_{pl}	1,00	0,85	0,70	0,67

Tabelul 4.3

În cazul secțiunilor dreptunghiulare sau în formă de T, se admite să se determine W_f cu o relație simplificată: $W_f = 1,75 \cdot W_e$, în care W_e este modulul de rezistență în stadiul elastic.

Așadar: $M = 0,7 \cdot 1,75 \cdot \frac{250 \cdot 500^2}{6} \cdot 1,1 = 14036458 \text{ Nmm} = 14,03 \text{ kNm}$

Se observa că în secțiunile 2 și 3 momentul produs de solicitarea de încovoiere este mai mare decât momentul capabil al secțiunii de beton simplu. Va trebui ca în aceste secțiuni să se dispună armătură la partea superioară pentru preluarea acestui moment.

În mod acoperitor calculul se face considerând secțiunile ca fiind secțiuni dreptunghiulare simplu armate.

4.4.8. Secțiunea 2 (primul câmp intermediar armat la momente negative).

Se cunoaște momentul de calcul în valoare absolută: $M = 38,8 \text{ kNm}$.

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 38,8 \cdot 10^6}{250 \cdot 450^2 \cdot 15}} = 0,0525$$

$$\Rightarrow A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 250 \cdot 450 \cdot 0,0525 \cdot \frac{15}{300} = 295 \text{ mm}^2$$

Se alege: $A_a = 339 \text{ mm}^2$ (3 ϕ 12).

4.4.9. Secțiunea 3 (câmpul intermediar armat la momente negative).

Se cunoaște momentul de calcul în valoare absolută: $M = 27,3 \text{ kNm}$.

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 27,3 \cdot 10^6}{250 \cdot 450^2 \cdot 15}} = 0,0366$$

$$\Rightarrow A_a = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 250 \cdot 450 \cdot 0,0366 \cdot \frac{15}{300} = 206 \text{ mm}^2$$

Se alege: $A_a = 226 \text{ mm}^2$ (2 ϕ 12).

4.5. Calculul armăturii transversale.

Având în vedere dimensiunile și solicitările grinzii, se adoptă o armare transversală numai cu etrieri.

Valorile forțelor tăietoare de calcul sunt cele din tabelul 4.2. Se cunosc:

- R_t – rezistența la întindere a betonului: $R_t = 1,10 \text{ N/mm}^2$ (beton Bc 25)
- R_a – rezistența de calcul a armăturii transversale: $R_a = 210 \text{ N/mm}^2$ (oțel OB 37)

4.5.1. Secțiunea a.

Forța tăietoare de calcul este în acest caz: $Q = 108,2 \text{ kN}$.

Ordinea operațiilor este următoarea: [8] [10]

$$\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{108,2 \cdot 10^3}{250 \cdot 450 \cdot 1,1} = 0,874$$

Dacă $\bar{Q} \leq 0,50 \Rightarrow$ nu este necesar calculul etrierilor.

Dacă $\bar{Q} > 4 \Rightarrow$ se mărește secțiunea de beton sau clasa betonului astfel ca $\bar{Q} \leq 4$.

- procentul de armare longitudinală: $p = \frac{A_{a(m)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \%$, unde:

$A_{a(m)}$ – suma ariilor barelor drepte din zona întinsă, intersectate de fisura înclinată din secțiunea de verificare m (la grinzile continue, în zonele de reazem se consideră barele drepte de la partea superioară).

$$\Rightarrow p = \frac{A_{a(a)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{515}{250 \cdot 450} \cdot 100 \% = 0,457 \%$$

- procentul de armare transversală necesară corespunzător etrierilor:

$$p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 \% = \frac{0,874^2}{3,2 \cdot \sqrt{0,457}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,185 \%$$

- se verifică: $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{0,8 \cdot R_a}} \leq 2,5$, în care s_i este lungimea proiecției pe orizontală a fisurii înclinate de rupere (fisurii critice).

Dacă lungimea proiecției fisurii critice este mai mare decât $2,5 h_o$ se ia $s_i = 2,5 \cdot h_o$.

$$\Rightarrow \frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{0,457}}{0,185} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 1,546 < 2,5 \quad \checkmark$$

$\Rightarrow$ valoarea necesară p_e determinată anterior este corectă

Dacă $p_e < 0,1 \%$ se ia $p_e = p_{\min} = 0,1 \%$.

- se aleg etrieri $\phi 8$ cu aria secțiunii unei bare: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$
- se propune $n_e = 2$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier)
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 2 \cdot 50,3}{0,185 \cdot 250} = 217 \text{ mm}$

Distanțele maxime admise între etrieri (vezi § 4.6.2):

- $a_e \leq 15 \cdot d$ (d - diametrul minim al armăturilor longitudinale din zona comprimată);
- $a_e \leq 300 \text{ mm}$;
- $a_e \leq \frac{3}{4} \cdot h$.

Din cele arătate mai sus:

$$a_e \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 16 = 240 \text{ mm (pentru zona de reazem)}$$

$$a_e \leq 300 \text{ mm}$$

$$a_e \leq \frac{3}{4} \cdot 500 = 375 \text{ mm} \quad \left. \vphantom{a_e \leq 300 \text{ mm}} \right\} \Rightarrow a_e \leq 300 \text{ mm (pentru zona de câmp)}$$

- se adoptă: $a_e = 200 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 200}$

4.5.2. Secțiunea b.

Forța tăietoare de calcul este în acest caz: $Q = 152,61 \text{ kN}$.

Etapele calculului sunt identice cu cele indicate în cazul secțiunii a:

- $\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{152,61 \cdot 10^3}{250 \cdot 450 \cdot 1,1} = 1,23$
- $p = \frac{A_{a(b)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{1520}{250 \cdot 450} \cdot 100 \% = 1,35 \%$
- $p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{Ra} \cdot 100 \% = \frac{1,23^2}{3,2 \sqrt{1,35}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,213 \%$
- $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{1,35}}{0,213}} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210} = 1,88 < 2,5 \quad \checkmark$
- se aleg etrieri $\phi 8$ cu aria secțiunii unei bare: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$
- se propune $n_e = 2$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier)
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 2 \cdot 50,3}{0,213 \cdot 250} = 188 \text{ mm}$
- se stabilește : $a_e = 150 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 150}$

4.5.3. Secțiunea c.

Forța tăietoare de calcul este în acest caz: $Q = 140,55 \text{ kN}$.

Se parcurg următoarele etape:

- $\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{140,55 \cdot 10^3}{250 \cdot 450 \cdot 1,1} = 1,14$
- $p = \frac{A_{a(c)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{1140}{250 \cdot 450} \cdot 100 \% = 1,01 \%$
- $p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{Ra} \cdot 100 \% = \frac{1,14^2}{3,2 \sqrt{1,01}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,212 \%$
- $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{1,01}}{0,212}} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210} = 1,76 < 2,5 \quad \checkmark$
- se aleg etrieri $\phi 8$ cu aria secțiunii unei bare: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$
- se propune $n_e = 2$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier)
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 2 \cdot 50,3}{0,212 \cdot 250} = 189 \text{ mm}$
- se stabilește $a_e = 200 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 175}$

4.6. Prevederi constructive.

4.6.1. Armături longitudinale.

Diametrul minim pentru armăturile longitudinale de rezistență: 10 mm.

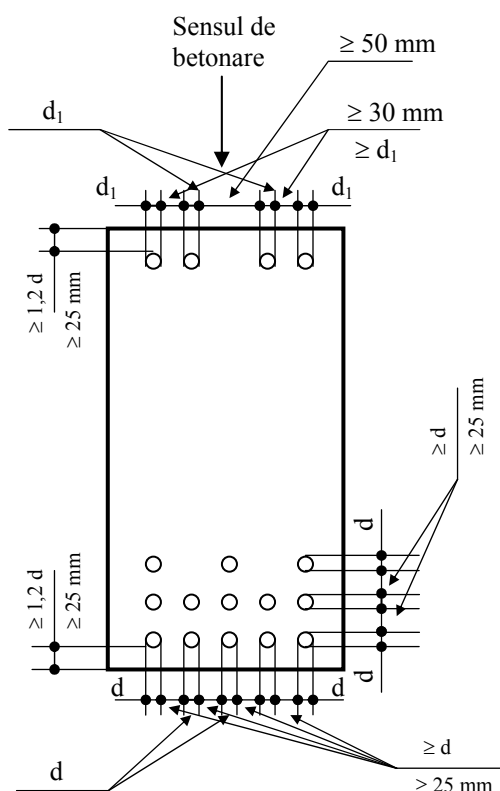


Figura 4.6. Distanțele libere între bare și grosimea minimă a stratului de acoperire.

În figura 4.6. sunt arătate regulile ce trebuie respectate în ceea ce privește distanțele între armături pe lățimea grinzii și distanțele pe înălțimea grinzii între barele suprapuse când armăturile se dispun pe mai multe rânduri, pentru a permite pătrunderea în bune condiții a betonului între armături, la turnare.

Distanțele libere între bare (figura 4.6.) trebuie să fie cel puțin egale cu diametrul barelor și cel puțin egale cu 30 mm pentru armăturile de la fața superioară (fața prin care se toarnă betonul) și 25 mm pentru armăturile de la fața inferioară. Unul din spațiile dintre barele de la partea superioară (de preferință în axul grinzii) se majorează la cel puțin 50 mm, pentru a permite introducerea pervibratorului.

Se recomandă ca armăturile să fie dispuse pe cel mult două rânduri. În cazurile speciale când sunt necesare și armături pe al treilea rând, acestea se dispun ca în figura 4.6., la distanțe din ax în ax duble față de cele admise pentru barele de pe primele două rânduri. Totodată în figura 4.6. sunt date grosimile minime admise pentru stratul de acoperire cu beton a armăturilor, în cazul grinzilor realizate monolit din betoane de clasă $\geq B_c 20$ (vezi § 4.6.5).

Barele de pe rândurile 2 și 3 vor fi dispuse în același plan vertical cu cele de pe primul rând, ca în figura 4.6. Se interzice dispunerea alternantă ca în figura 4.7.

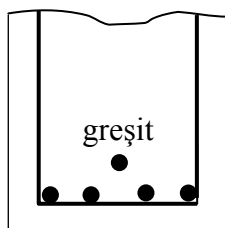


Figura 4.7. Modul greșit de dispunere alternativă a barelor.

Distanța între axele barelor, în zonele întinse, de regulă, trebuie să fie de maxim 200 mm. Procentul minim de armare în zonele întinse pentru grinzi este: $p_{\min} = 0,10 \%$

La grinzi obișnuite se recomandă ca armarea longitudinală să fie realizată din bare drepte, fără bare înclinate. Se recomandă să se folosească numai 2, cel mult 3 diametre diferite de bare.

În porțiunile în care grinzile nu necesită armături longitudinale de rezistență la partea superioară, se prevăd armături de montaj, și anume câte o bară la fiecare colț de etrier. La grinzile cu înălțime peste 700 mm, pe fețele laterale ale acestora se prevăd armături de montaj intermediare, la distanțe de cel mult 400 mm pe înălțimea grinzii, legate între ele prin agrafe transversale, dispuse din doi în doi etrieri.

Diametrele minime admise ale armăturilor longitudinale de montaj date în tabelul 4.4. nu vor fi mai mici decât diametrul etrierilor.

Tabelul 4.4

Poziția armăturilor	Carcase legate cu sârmă executate din oțel tip:	
	PC 60, PC 52	OB 37
	Diametrele minime ale armăturilor longitudinale de montaj (mm)	
la partea superioară a grinzii	8	10
pe fețele laterale ale grinzii	6	8

În unul și același element, în cazul în care se realizează pe șantier, este recomandabil să se utilizeze numai două, cel mult trei diametre diferite, pentru armătura principală de rezistență, în scopul evitării unor confuzii la montarea armăturilor.

4.6.2. Armături transversale.

Diametrele minime ale etrierilor la carcasele legate cu sârmă:

- $d / 4$ din diametrul maxim al armăturilor longitudinale;
- 6 mm pentru grinzi cu $h \leq 800$ mm;
- 8 mm pentru grinzi cu $h > 800$ mm.

La grinzile cu lățime peste 400 mm se prevăd etrieri cu minimum patru ramuri. Se prevăd etrieri închiși:

- pe toată lungimea grinzilor independente, fără placă la talpa superioară;
- în zonele în care există armături de rezistență și la partea superioară grinzilor care fac parte din planșee, sau au placă la talpa superioară (secțiuni în formă de T).

Distanțele maxime admise între etrieri:

- pe porțiunile pe care există armătură comprimată rezultată din calcul: $a_e \leq 15 d$ (în care d este diametrul minim al armăturilor longitudinale din zona comprimată);
- $a_e \leq 300$ mm ;
- $a_e \leq \frac{3}{4} \cdot h$.

4.6.3. Ancorarea armăturilor.

Ancorarea armăturilor, respectiv întreruperea armăturilor, trebuie să fie făcută în principiu în acord cu diagrama de momente înfășurătoare (vezi § 6.2.2 precum și § 6.5.2.7 din STAS 10107/0-90).

La grinzi solicitate preponderent la încărcări gravitaționale, în cazul în care nu se realizează o corelare riguroasă a armării longitudinale cu diagrama înfășurătoare de momente, în mod acoperitor barele de la partea inferioară se prelungesc pe reazeme, iar barele de la partea superioară, călăreții, se prelungesc dincolo de fața reazemului cu $\frac{1}{3}$ din deschiderea liberă (lumina) a grinzii.

În figura 4.8. este arătat modul de ancorare al armăturilor riglelor cadrelor solicitate la încărcări gravitaționale, pentru un reazem de capăt și unul intermediar.

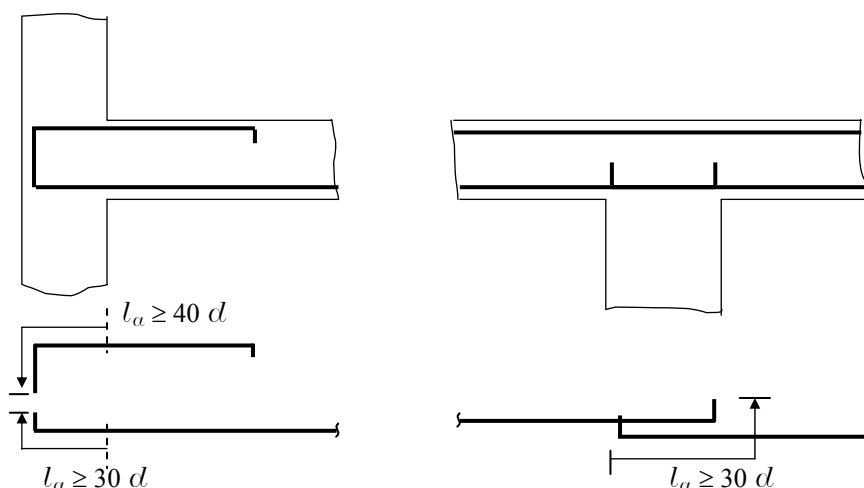


Figura 4.8. Ancorarea armăturilor pentru reazemul de capăt și intermediar.

Pentru armăturile din bare laminate la cald, lungimea de ancorare necesară, dincolo de secțiunea în care sunt solicitate maximal, se calculează cu relația:

$$l_a = \lambda_a \cdot d \quad (3.4)$$

□ d – diametrul armăturii;

$$\lambda_a = n_{anc} \cdot \frac{R_a}{R_t} + \lambda_{a0} \quad (3.5)$$

□ R_a și R_t – rezistența la întindere a oțelului și respectiv a betonului;

□ n_{anc} și λ_{a0} – coeficienți în funcție de condițiile de aderență și de solicitare (a se vedea tabelul 23 din STAS 10107/0-90).

Pentru armăturile întinse ale elementelor din beton armat obișnuit, în cazurile curente, λ_a din relația de mai sus poate fi determinat direct din tabelul 4.5.

Tabelul 4.5

Condiții de aderență și de solicitare	Tipul de oțel					
	PC 60		PC 52		OB 37	
	Clasa betonului					
	Bc 15	Bc 20, Bc 25	Bc 10, Bc 15	Bc 20, Bc 25	Bc 10, Bc 15	Bc 20, Bc 25
	λ_a					
Aderență bună, condiții normale de solicitare	35	30	35	30	40	35
Condiții severe de solicitare sau condiții defavorabile de aderență	45	40	45	40	50	45
Condiții severe de solicitare cumulate cu condiții defavorabile de aderență	55	50	55	50	60	55

Necesitatea prevederii de cârlige la capetele barelor de armătură și modul cum se iau în considerare la determinarea lungimii de ancoraj necesare l_a se stabilesc astfel:

- pentru armăturile din oțel PC 60 și PC 52, prevederea de cârlige nu este obligatorie; dacă se prevăd totuși cârlige, lungimea lor desfășurată se include în l_a calculată cu relația de mai sus;
- pentru armăturile din oțel OB 37 solicitate la întindere, se prevăd la capete cârlige, a căror lungime desfășurată nu se include în l_a calculată cu relația de mai sus;
- nu se prevăd cârlige la barele cu rol de armătură de montaj;

Formele de cârlige utilizate sunt indicate în figura 4.9:

- cu îndoire la 180° pentru barele din oțel OB 37;
- cu îndoire la 90° pentru barele din oțel PC 60 și PC 52.

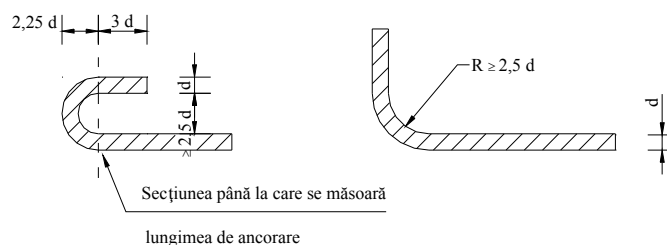


Figura 4.9. Formele de cârlige pentru OB 37 și PC 52 (PC60).

Pentru etrieri și agrafe ancorarea se realizează prin cârlige (figura 4.10) îndoite la 135° sau la 180° în cazul etrierilor din OB 37 și numai la 135° în cazul celor din PC 52 sau PC 60.

Porțiunile curbe ale cârligelor trebuie continuate prin porțiuni rectilinii de lungime egală cu cel puțin $5 d$ (d = diametrul etrierului) și cel puțin 50 mm.

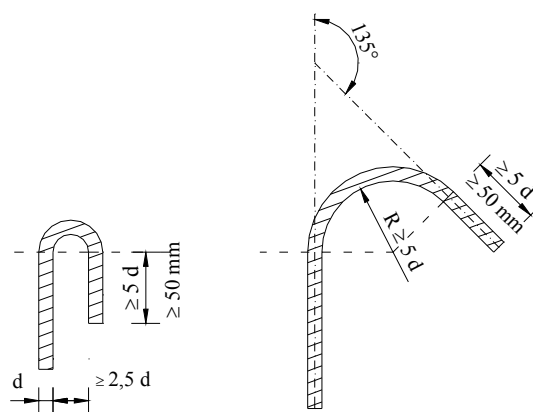


Figura 4.9. Ancorarea etrierilor din OB 37 și PC 52 (PC60).

4.6.4. Înnădirea armăturilor.

Înnădirea armăturilor se realizează, de regulă, prin suprapunere fără sudură sau prin sudare. Înnădirea prin sudură este obligatorie în cazul barelor cu diametre ≥ 32 mm

și se recomandă și pentru barele de diametre ≥ 25 mm: Nu se înădădesc prin sudură bare cu diametrul sub 10 mm.

Pentru armăturile din bare laminate la cald, lungimea de suprapunere necesară se determină cu relația:

$$l_s = k_s \cdot l_a \quad (3.6)$$

- l_a conform relației (3.4);
- $k_s = 1 + 0,5 \cdot r_i$ pentru înădădiri în zone întinse;
- $k_s = 1 + 0,25 \cdot r_i$ pentru înădădiri în zone comprimate.
- r_i – raportul între aria armăturilor înădădite în secțiunea i și aria tuturor armăturilor din aceeași secțiune.

Înnădirile se decalează, astfel ca să se respecte condiția $r_i \leq 0,25$ pentru armăturile din OB 37 și $r_i \leq 0,50$ pentru cele din PC 60 și PC 52.

Pentru armăturile înădădite în zonele care sub orice grupare de încărcări rămân solicitate la compresiune, lungimea de înădădire prin suprapunere trebuie să fie de $30 \cdot d$ în cazul elementelor din betoane de clasă $< Bc 25$ și $20 \cdot d$ în cazul celor din betoane de clasă $\geq Bc 25$.

Înnădirea armăturilor prin sudură se face cu procedeele de sudare obișnuite, conform reglementărilor tehnice specifice referitoare la sudarea armăturilor din oțel-beton, în care sunt indicate și lungimile minime necesare ale cordoanelor de sudură. Dimensionarea cordoanelor de sudură se face în același mod ca pentru îmbinările sudate ale construcțiilor metalice.

Înnădirile se amplasează, de regulă, în zonele cu efort minim în armături. La elementele verticale (stâlpi) se admite înădădirea deasupra nivelului fiecărui planșeu.

În figura 4.10 este arătat exemplul unei grinzi continue, neparticipante la o structură antiseismică și cu încărcare utilă mare în raport cu încărcarea permanentă, la care pot apărea și momente negative în câmpuri. În figură sunt reprezentate diagramele înfășurătoare ale momentelor maxime pozitive și negative și pozițiile optime pentru înădădirile armăturilor longitudinale corespunzătoare.

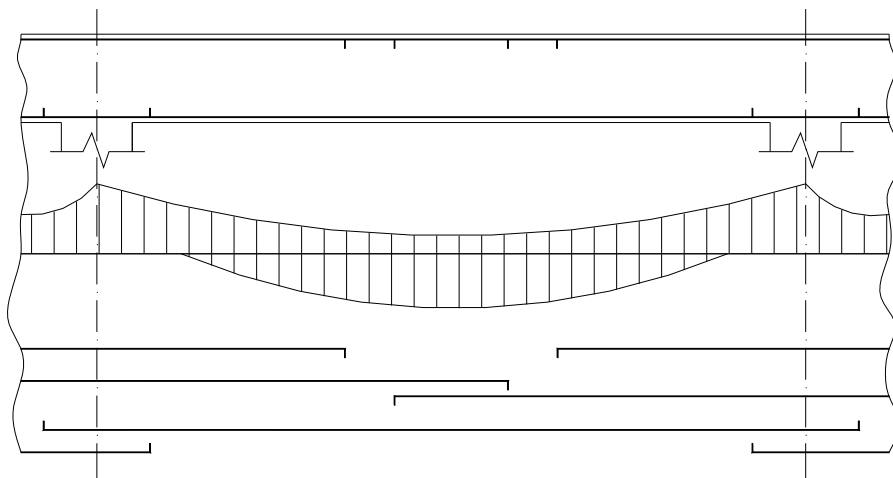


Figura 4.10. Înnădirile armăturilor de rezistență în zonele de efort minim.

4.6.5. Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor.

În tabelul 4.6 este dată clasificarea elementelor structurale după gradul de expunere la acțiunea intemperiei și a umidității, în condiții obișnuite de mediu, conform STAS 10107/0-90, paragraful 6.1.2.

Tabelul 4.6

Categoria	Definire
I	Elemente situate în spații închise (fețele spre interior ale elementelor structurale din clădiri civile și hale industriale închise, cu umidități relative interioare < 75 %). Elemente în contact cu exteriorul, dacă sunt protejate prin tencuire sau printr-un alt strat de protecție echivalent.
II	Elemente situate în aer liber, neprotejate, cu excepția celor expuse la îngheț și dezgheț în stare umezită. Elemente aflate în spații închise cu umiditate relativă interioară peste 75 %.
III	Elemente situate în aer liber, expuse la îngheț și dezgheț în stare umezită. Elemente situate în spații închise în halele industriale cu condens tehnologic. Fețele elementelor în contact cu apa sau cu alte lichide fără agresivitate
IV	Fețele în contact cu pământul ale elementelor din beton armat monolit turnate direct în săpături.

În funcție de încadrarea în categoriile I – IV din tabelul 4.6, în tabelul 4.7 sunt date pentru elemente din betoane de clasă $\geq Bc 20$ grosimile minime admise pentru stratul de acoperire cu beton a armăturilor, conform STAS 10107/0-90. În cazul elementelor din Bc 10 sau Bc 15, valorile minime date în tabel se sporesc cu 5 mm. Totodată, în toate cazurile grosimea acoperirii cu beton a armăturilor longitudinale va fi cel puțin $1,2 d$ (d – diametrul armăturilor).

Tabelul 4.7

Armături	Tipul de element	Grosimea minimă a stratului de acoperire, în mm, pentru elemente din betoane de clasă $\geq Bc 20$					
		I		II		III	IV
		monolite sau preturnate	prefabricate uzinate	monolite sau preturnate	prefabricate uzinate		
Longitudinale	Plăci plane și curbe. Nervuri dese cu lățime ≤ 150 mm ale planșelor	10	10	15	15	20	-
	Pereți	15 (30)	10	20 (30)	15	30	45
	Grinzi, stâlpi, bulbii diagramelor (pereților structurali)	25	20	30	25	35	-
	Fundații. Fundurile rezervoarelor și ale cuvelor castelelor de apă.	-	-	-	-	35	45
Transversale	Etrieri. Bare transversale ale carcaselor sudate.	15	10	15	15	20	25

5. CALCULUL CADRULUI TRANSVERSAL

5.1. Schema de calcul.

Configurația cadrului transversal din axul L (vezi și planșa 1) este cea reprezentată în figura 5.1.

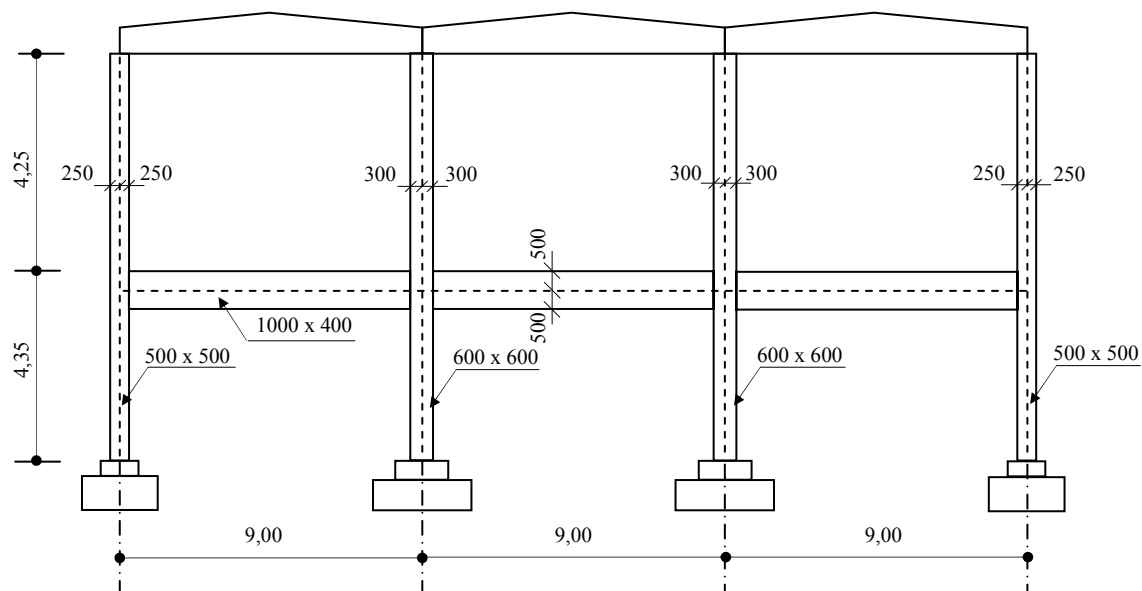


Figura 5.1. Secțiunea transversală a clădirii.

Schema de calcul a cadrului, cu nodurile și barele numerotate este reprezentată în figura 5.2. Legăturile riglei parterului cu stâlpii structurii sunt de tip nod rigid, în timp ce legăturile între riglele etajului și stâlpi sunt de tip articulație. Legăturile stâlpilor cu fundațiile se schematizează prin încastrări perfecte. Lungimile barelor corespund distanțelor dintre axele elementelor.

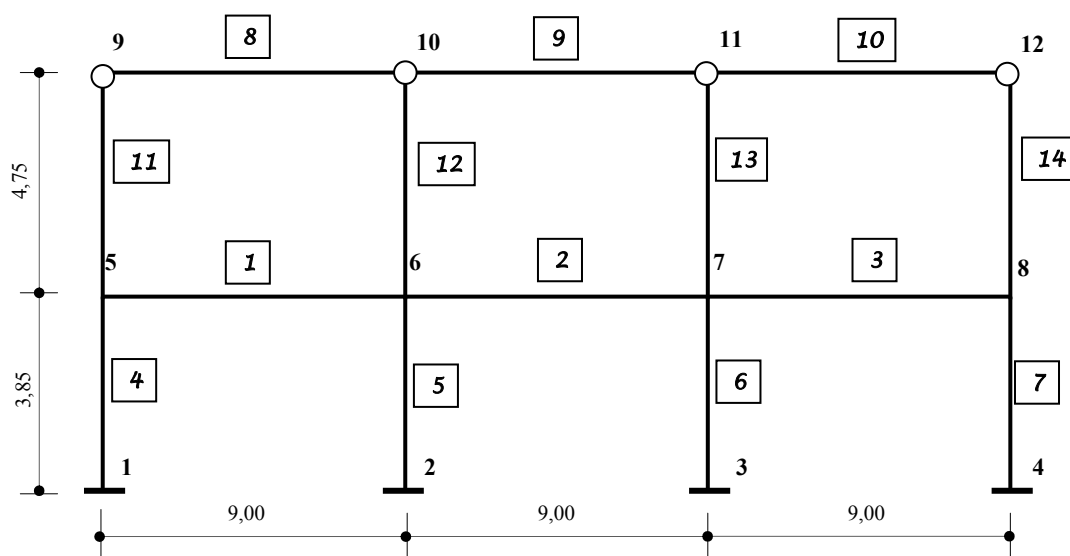


Figura 5.2. Schema statică a cadrului transversal.

5.1.1. Tipuri de bare.

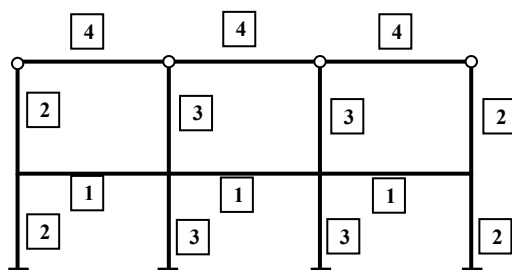
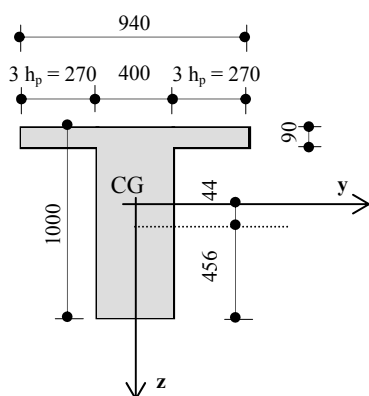


Figura 5.3. Numerotare tipuri de secțiuni.

5.2. Caracteristici geometrice bare.

5.2.1. Bara de tip 1 (grinda cadrului).

Pentru grinzile cu secțiune T, momentul de inerție al secțiunii echivalente se determină ca moment de inerție al secțiunii brute de beton la care lățimea activă de placă este jumătate din valoarea prevăzută în STAS 10107/0 – 90 (vezi Anexa A). Astfel se consideră că grinzile conlucrează cu fâșii de placă de câte $3 h_p$ de fiecare parte.



Lățimea activă a plăcii b_p rezultă astfel:

$$b_p \leq b_{p \text{ real}} = t = 6000 \text{ mm}$$

$$b_p \leq b + 2 \cdot \Delta_p, \text{ în care } \Delta_p \leq l_c / 6.$$

$$\text{iar } l_c = \begin{cases} 0,8 \cdot L = 0,8 \cdot 9000 = 7200 \text{ mm} \\ 0,6 \cdot L = 0,6 \cdot 9000 = 5400 \text{ mm} \end{cases}$$

De asemenea, trebuie îndeplinite condițiile:

$$\Delta_p \leq 2800 \text{ mm} \text{ (jumătate din lumina liberă) } (1)$$

$$\Delta_p \geq 6 \cdot h_p = 540 \text{ mm} \quad (2)$$

Dictează condiția (2) $\Rightarrow \Delta_p = 6 \cdot h_p$
(vezi Anexa A)

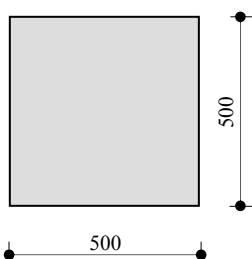
Figura 5.4. Secțiunea transversală pentru bara de tip 1, utilizată la calculul caracteristicilor geometrice.

$$A = \sum A_i = 40 \cdot 100 + 2 \cdot 27 \cdot 9 = 5026 \text{ cm}^2 = 502600 \text{ mm}^2$$

$$z = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{-2 \cdot 45,5 \cdot 27 \cdot 9}{40 \cdot 100 + 2 \cdot 27 \cdot 9} = -4,40 \text{ cm} = -44 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{40 \cdot 100^3}{12} + (40 \cdot 100) \cdot 4,40^2 + \frac{27 \cdot 9^3}{12} + 2 \cdot (27 \cdot 9) \cdot 41,1^2 = 4233369,6 \text{ cm}^4 = 42333,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

5.2.2. Bara de tip 2 (stâlp 500 x 500).

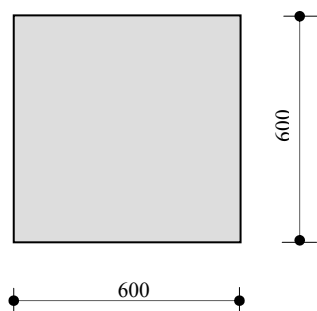


$$A = 50 \cdot 50 = 2500 \text{ cm}^2 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{50 \cdot 50^3}{12} = 520833,3 \text{ cm}^4 = 5208,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Figura 5.5. Secțiunea transversală pentru bara de tip 2.

5.2.3. Bara de tip 3 (stâlp 600 x 600).



$$A = 60 \cdot 60 = 3600 \text{ cm}^2 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{60 \cdot 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4 = 10800 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Figura 5.6. Secţiunea transversală pentru bara de tip 3.

5.3. Încărcări pe grinzi.

5.3.1. Distribuţia încărcărilor pe placă la grinzile planşei.

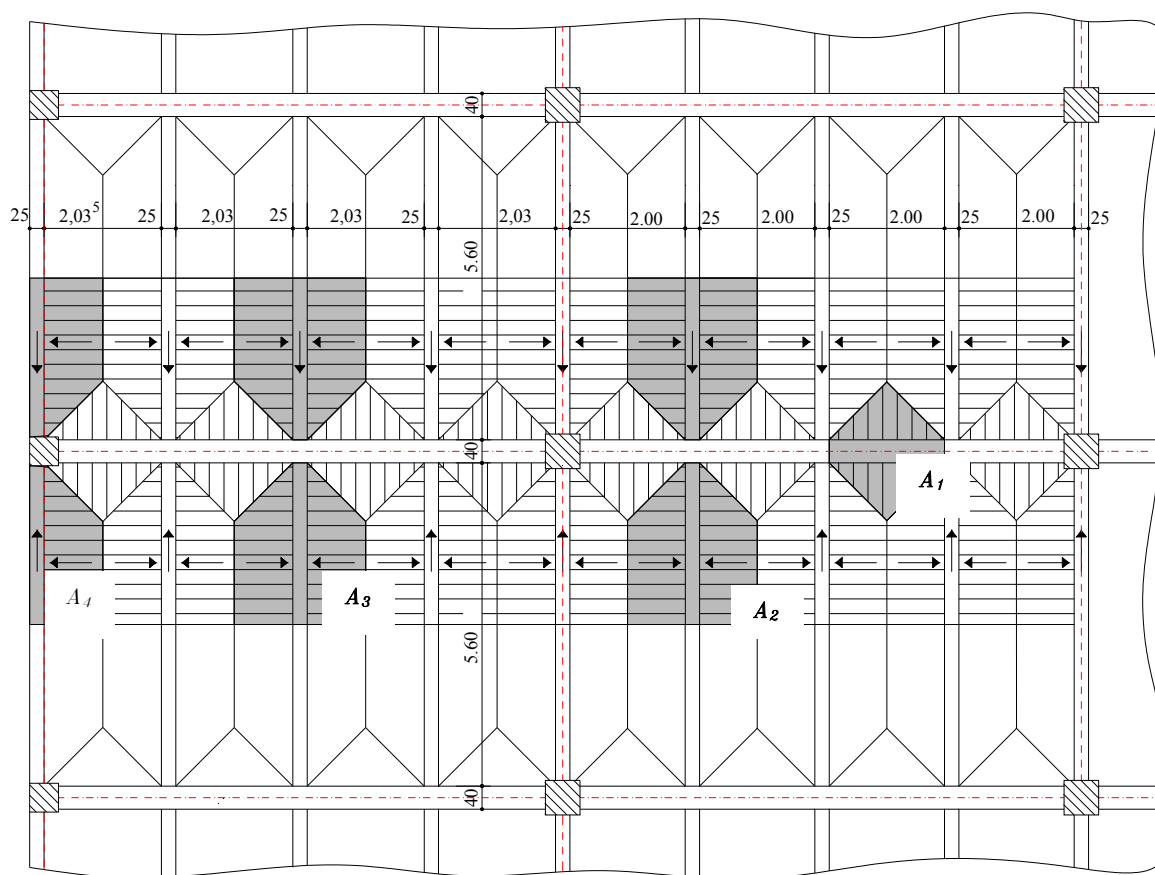


Figura 5.7. Transmiterea încărcărilor pe grinda cadrului transversal.

Se determină pe schema din figura 5.7. ariile aferente A_1 , A_2 , A_3 și A_4 .

$$\square A_1 = 2 \cdot \frac{2 \cdot 1}{2} + 0,4 \cdot 2 = 2,8 \text{ m}^2$$

$$\square A_2 = 2 \cdot \frac{\frac{5,60}{2} + (\frac{5,60}{2} - \frac{2,00}{2})}{2} \cdot \frac{2,00}{2} + 0,25 \cdot \frac{5,60}{2} = 5,30 \text{ m}^2$$

$$\square A_3 = 2 \cdot \frac{\frac{5,60}{2} + (\frac{5,60}{2} - \frac{2,03}{2})}{2} \cdot \frac{2,03}{2} + 0,25 \cdot \frac{5,60}{2} = 5,35 \text{ m}^2$$

$$\square A_4 = \frac{\frac{5,60}{2} + (\frac{5,60}{2} - \frac{2,035}{2})}{2} \cdot \frac{2,035}{2} + 0,25 \cdot \frac{5,60}{2} = 3,03 \text{ m}^2$$

5.3.2. Încărcări uniforme distribuite pe grinzi.

Cea mai mare parte a încărcărilor planșeului se aplică riglei cadrului prin forțe concentrate, reprezentând reacțiunile grinzii secundare. Încărcările aplicate pe suprafețele A_1 se echivalează prin încărcări uniforme distribuite.

5.3.2.1. Încărcări permanente.

- din placă + pardoseală: $3,775 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,8 \text{ m}^2 \cdot \frac{1}{2 \text{ m}} = 5,285 \frac{kN}{m}$
- din greutate proprie: $0,4 \text{ m} \cdot (1,00 \text{ m} - 0,09 \text{ m}) \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot 1,1 = 10,01 \frac{kN}{m}$

$$\Rightarrow g = 15,295 \frac{kN}{m}$$

5.3.2.2. Încărcări temporare.

- din încărcarea utilă: $18 \frac{kN}{m^3} \cdot 2,8 \text{ m}^2 \cdot \frac{1}{2 \text{ m}} = 25,2 \frac{kN}{m} \Rightarrow p = 25,2 \frac{kN}{m}$

5.3.3. Încărcări concentrate.

5.3.3.1. Încărcări concentrate permanente.

➤ Forța G_2 .

- din placă + pardoseală: $3,775 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,6 \text{ m}^2 = 40,015 \text{ kN}$
- din greutate proprie: $2 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot (0,5 \text{ m} - 0,09 \text{ m}) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{5,60 \text{ m}}{2} \cdot 1,1 = 14,35 \text{ kN}$

$$\Rightarrow G_2 = 54,37 \text{ kN}$$

➤ Forța G_3 .

$$3,775 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,7 \text{ m}^2 = 40,39 \text{ kN}$$

$$2 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot (0,5 \text{ m} - 0,09 \text{ m}) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{5,60 \text{ m}}{2} \cdot 1,1 = 14,35 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow G_3 = 54,74 \text{ kN}$$

➤ Forța G_4 :

$$3,775 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,06 m^2 = 22,87 kN$$

$$2 \cdot 0,25 m \cdot (0,5 m - 0,09 m) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{5,60 m}{2} \cdot 1,1 = 14,35 kN$$

$$\Rightarrow G_4 = 37,22 kN$$

5.3.3.2. Încărcări concentrate temporare.

➤ Forța P_2 :

- din încărcarea utilă:

$$18 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,6 m^2 = 190,8 kN$$

$$\Rightarrow P_2 = 190,8 kN$$

➤ Forța P_3 :

$$18 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,7 m^2 = 192,6 kN$$

$$\Rightarrow P_3 = 192,6 kN$$

➤ Forța P_4 :

$$18 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,06 m^2 = 109,08 kN$$

$$\Rightarrow P_4 = 109,08 kN$$

5.4. Ipoteze de încărcare.

Pentru stabilirea eforturilor secționale maxime se consideră că încărcarea permanentă acționează în toate ipotezele, iar încărcarea temporară poate acționa după orice schemă posibilă. Ipotezele de încărcare semnificative, respectiv ipotezele care conduc la valorile înfășurătoare de eforturi sunt cele prezentate în continuare. Aceste ipoteze pot fi identificate din examinarea liniilor de influență a eforturilor secționale.

5.4.1. Ipoteza 1.

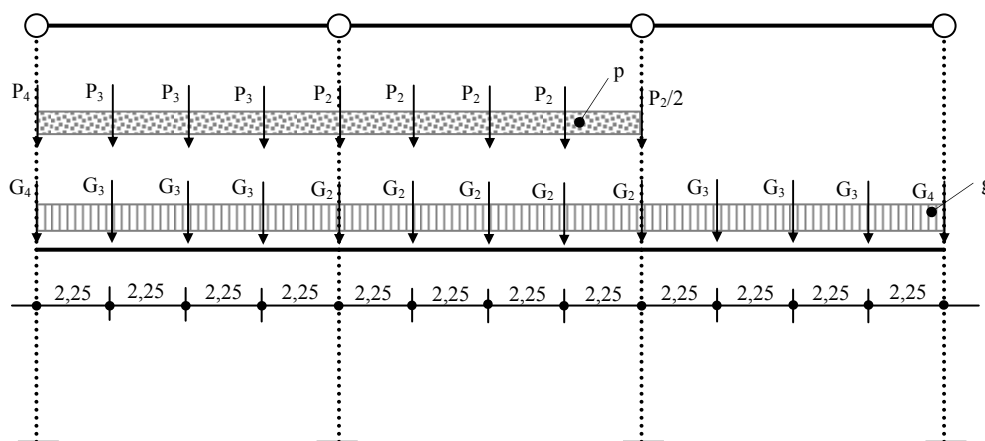


Figura 5.8. Ipoteza de încărcare numărul 1.

Furnizează momentele maxime în secțiunile grinzii, în zonele de reazem pe stâlpii interiori, forțele tăietoare maxime în aceleași secțiuni și implicit reacțiunile maxime în acești stâlpi. Schema desenată corespunde ipotezei care conduce la eforturi maxime în zona de rezemare pe stâlpul 5 (vezi figura 5.2.).

5.4.2. Ipoteza 2

Furnizează momentele maxime în câmpurile 1 și 3 ale grinzii peste parter a cadrului transversal și momentele maxime în secțiunile de reazem pe stâlpii exteriori. Acestei scheme de încărcare îi corespund și valorile minime (momentele negative maxime în valoare absolută) din câmpul central, precum și valorile maxime ale momentelor, pentru unul din cele două sensuri, din stâlpii structurii.

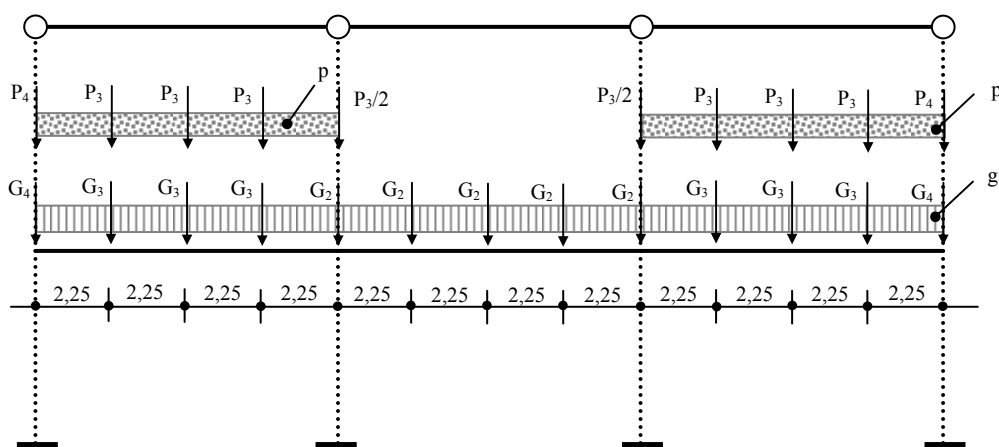


Figura 5.9. Ipoteza de încărcare numărul 2.

5.4.3. Ipoteza 3.

Furnizează momentele maxime în câmpul central al grinzii peste parter și momentele minime în câmpurile marginale, precum și momentele maxime în stâlpii interiori, având semne contrare celor corespunzătoare ipotezei 2.

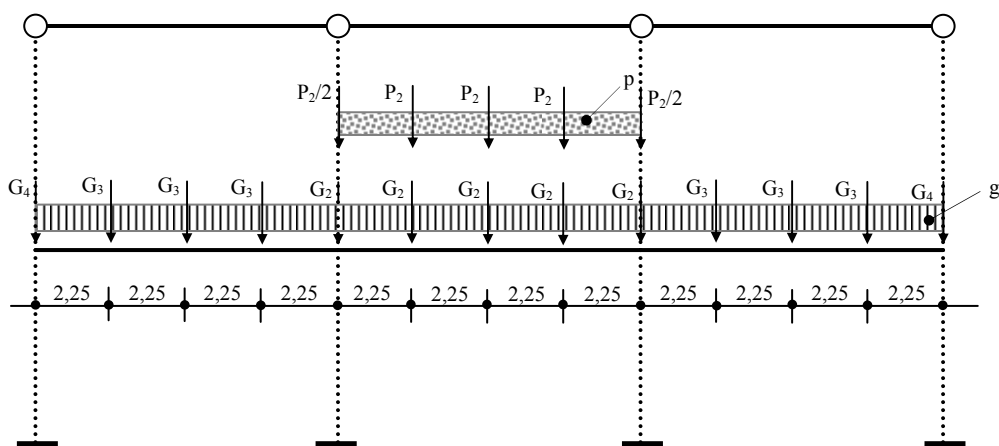


Figura 5.10. Ipoteza de încărcare numărul 3.

5.4.4. Ipoteza 4.

Această schemă corespunde unei dispoziții a încărcării utile „în oglindă” față de ipoteza 1, furnizând valorile înfășurătoare ale eforturilor în secțiuni aflate, de asemenea, „în oglindă” față de secțiunile cu eforturi maxime din ipoteza 1.

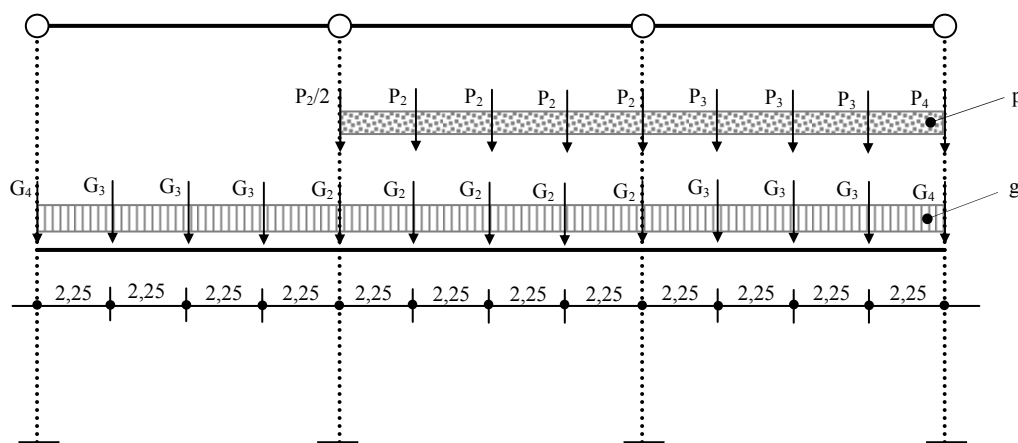


Figura 5.11. Ipoteza de încărcare numărul 4.

Calculul se efectuează cu programul automat de calcul **P-Frame**. Programul furnizează înfășurătoarea de momente încovoietoare pentru fiecare bară din compunerea celor 4 ipoteze (vezi Anexa F).

În tabelul 5.1 se dau valorile absolute ale momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare de dimensionare în secțiunile de la reazemele elementelor structurale. Aceste eforturi se determină în secțiunile de la fața reazemelor pe baza relațiilor de calcul (5.1) și (5.2) indicate mai jos (vezi și figura 5.12).

Tabelul 5.1.

Element	Bara	Eforturi în ax				Eforturi la fața reazemului				Eforturi din ax corectate			
		M_{nod}^{mic}	M_{nod}^{mare}	Q_{nod}^{mic}	Q_{nod}^{mare}	M_{nod}^{mic}	M_{nod}^{mare}	Q_{nod}^{mic}	Q_{nod}^{mare}	M_{nod}^{mic}	M_{nod}^{mare}	Q_{nod}^{mic}	Q_{nod}^{mare}
Grindă	1	306,28	1210,97	483,87	652,55	186,57	1017,03	473,82	640,49	260,34	1029,32	411,29	554,67
Grindă	2	1145,45	1145,45	596,38	596,38	968,35	968,35	584,31	584,32	973,63	973,63	506,92	506,92
Stâlp	4	95,89	193,50	79,28	79,28	95,89	153,86	79,28	79,28	81,51	164,48	79,28	79,28
Stâlp	5	118,50	237,52	97,54	97,54	118,50	188,75	97,54	97,54	100,73	201,89	97,54	97,54

La stabilirea schemei statice a cadrului transversal, deschiderile de calcul nu s-au considerat a fi egale cu luminile deschiderilor ca în cazul plăcii și al grinzii secundare. Introducerea unor asemenea deschideri de calcul ar conduce la denaturarea geometrică a structurii în ansamblu.

Pentru evitarea acestui neajuns se consideră o schemă de calcul ca cea din figura 5.2, adică cu deschideri de calcul până în axul elementelor dar cu considerarea zonei nodului ca fiind rigidă. Eforturile secționale se determină la nodul teoretic, iar pentru dimensionarea armăturii se ține seama de valorile de la fața reazemului.

Presupunând cunoscute valorile eforturilor M_{ax} și Q_{ax} în nodul teoretic, determinate cu deschiderile interax, se determină valorile lor de la fața reazemului cu relațiile:

$$M_{red} = M_{ax} - Q_{ax} \cdot \frac{b}{2} + q \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{b}{4} + Q_1 \cdot \frac{b}{2} \quad (5.1)$$

$$Q_{red} = Q_{ax} - q \cdot \frac{b}{2} - Q_1 \quad (5.2)$$

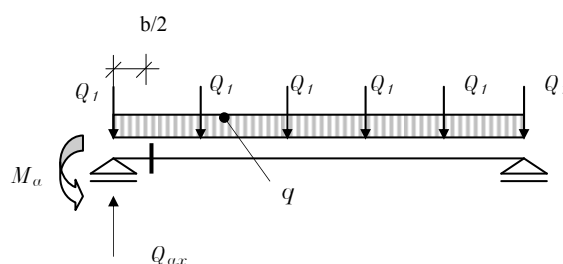


Figura 5.12. Determinarea eforturilor la fața reazemului.

- b este lățimea elementului de reazem;
- q este încărcarea uniform distribuită care acționează asupra grinzii pe lățimea reazemului;
- Q_1 este forța concentrată aplicată din nod.

Dacă din relațiile (5.1) și (5.2) rezultă reduceri ale eforturilor secționale la fața reazemului mai mari de 15 % față de cele determinate în ax se limitează acoperitor la cel mult 15 %:

$$M_{red} \geq 0,85 \cdot M_{ax} \quad (5.3)$$

$$Q_{red} \geq 0,85 \cdot Q_{ax} \quad (5.4)$$

Observație:

Rezolvarea cadrului transversal se poate face considerând zonele de la intersecția grinzilor și stâlpilor ca zone infinit rigide. Această abordare prezintă avantajul obținerii directe a eforturilor de dimensionare pentru capetele unei bare.

În continuare se prezintă diagramele înfășurătoare pentru momentele încovoietoare și forțele tăietoare ale barelor 1, 2, 4 și 5 (vezi figurile 5.13 ÷ 20).

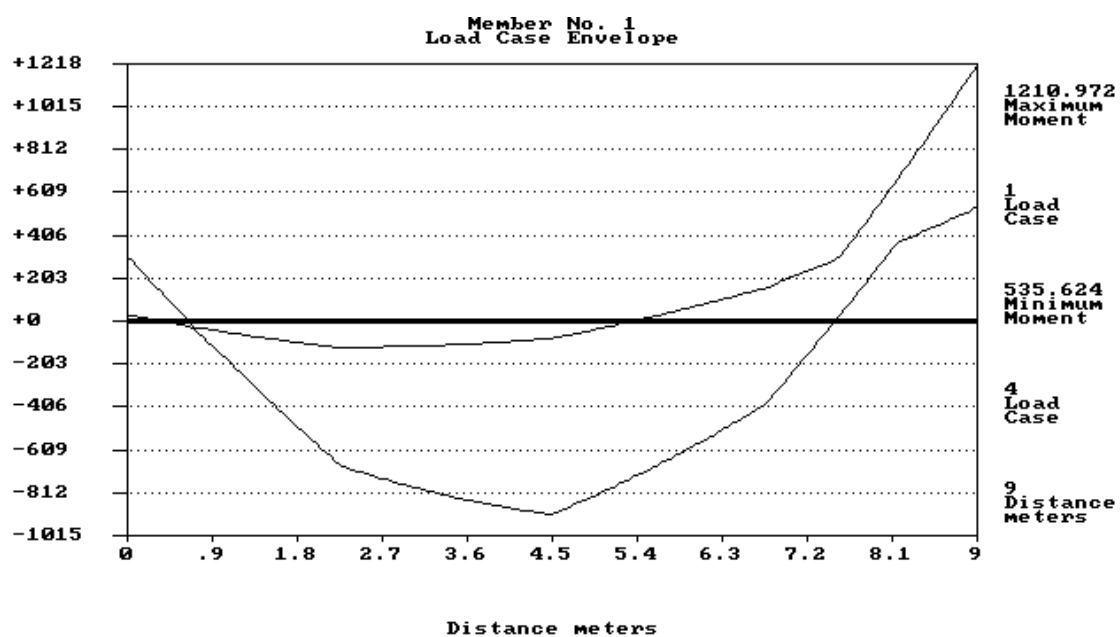


Figura 5.13. Diagrama înfășurătoare de momente încovoietoare pentru bara 1 (deschiderea marginală a grinzii principale).

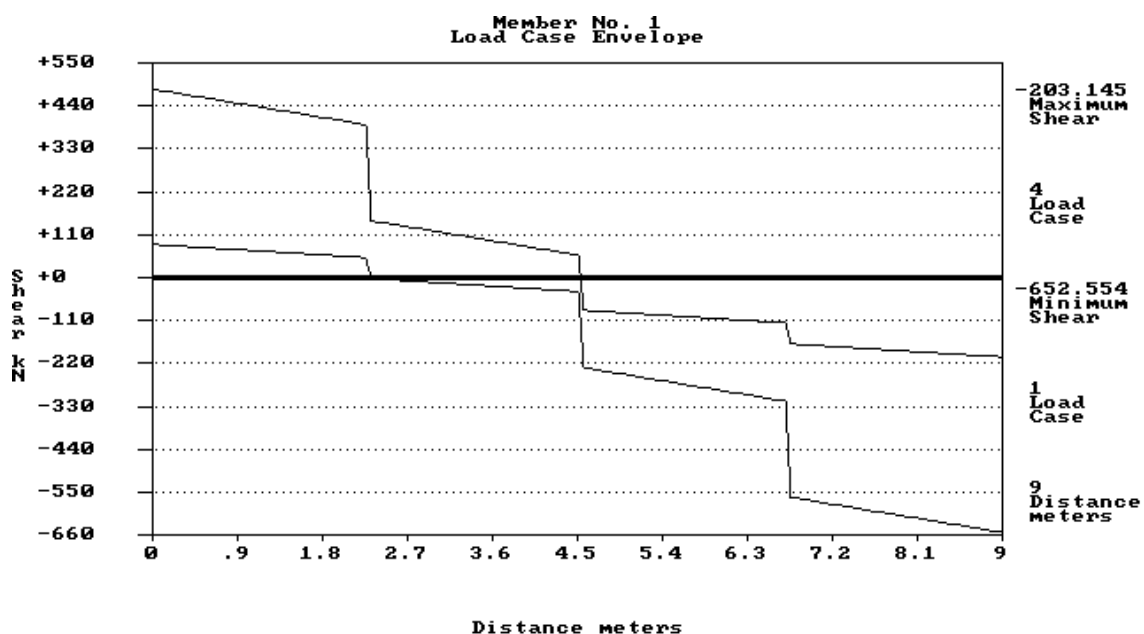


Figura 5.14. Diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare pentru bara 1 (deschiderea marginală a grinzii principale).

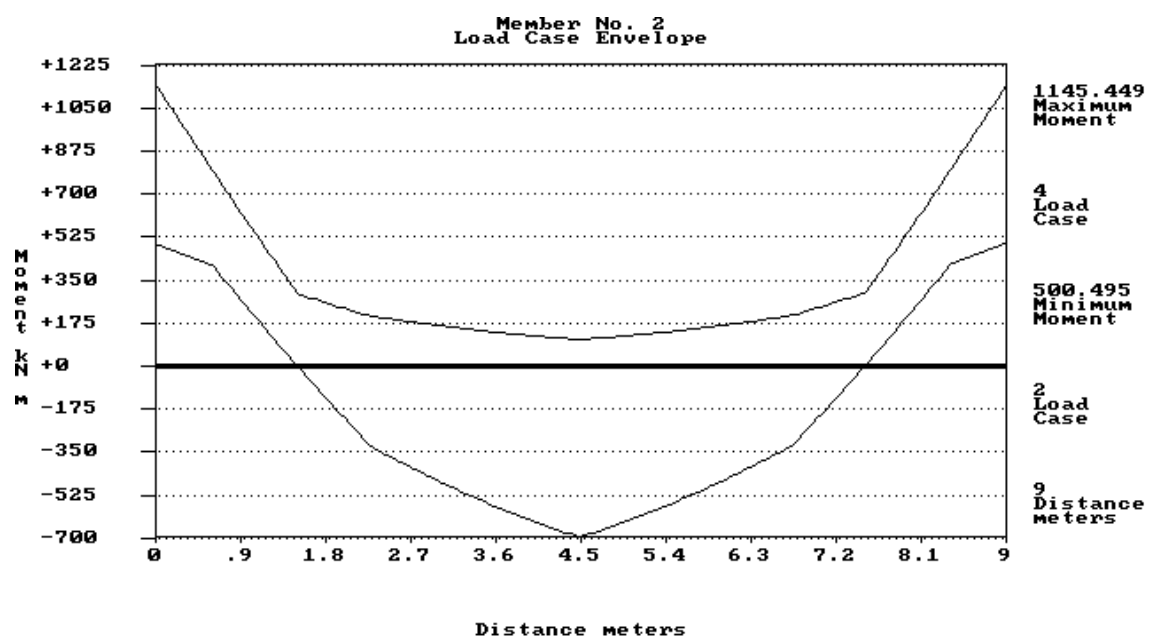


Figura 5.15. Diagrama înfășurătoare de momente încovoietoare pentru bara 2 (deschiderea centrală a grinzii principale).

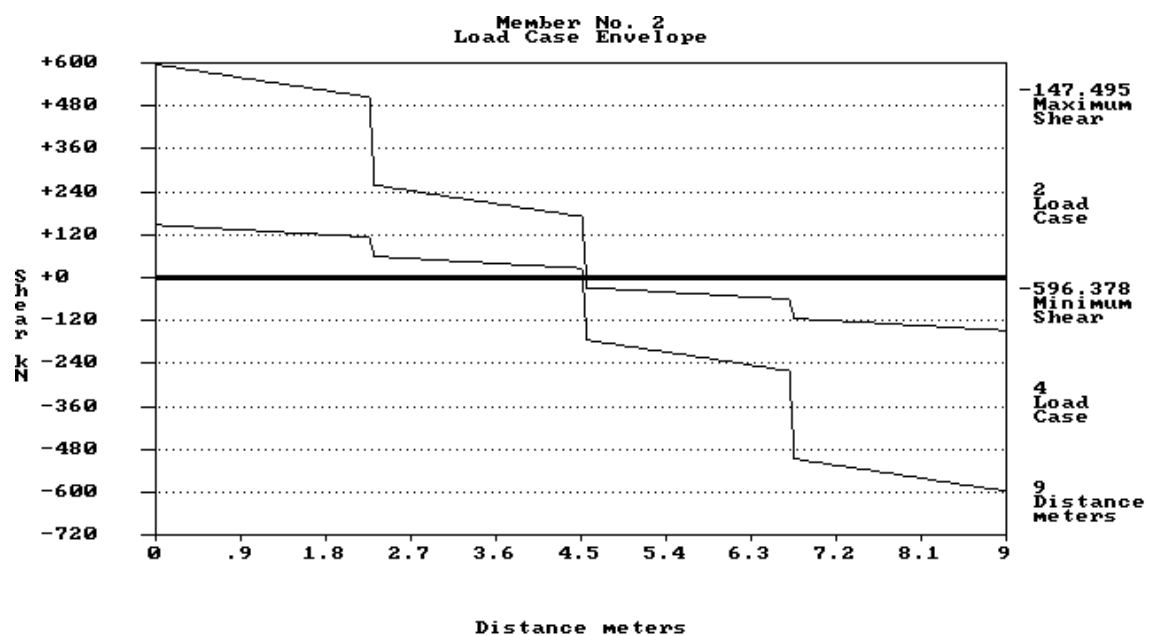


Figura 5.16. Diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare pentru bara 2 (deschiderea centrală a grinzii principale).

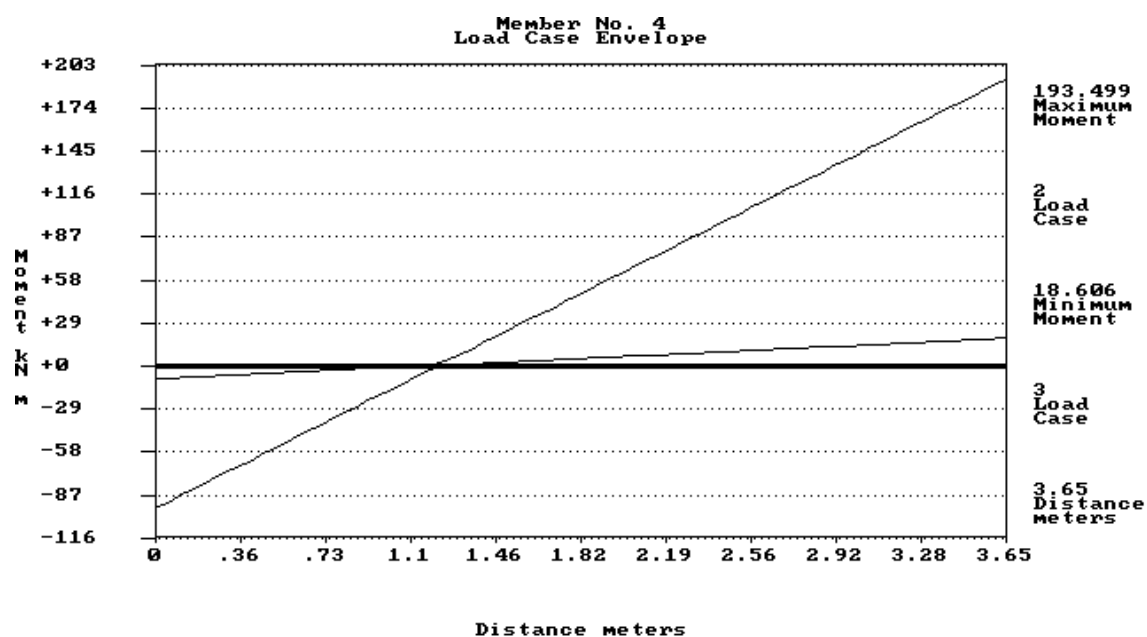


Figura 5.17. Diagrama înfășurătoare de momente încovoietoare pentru bara 4 (stâlpul marginal).

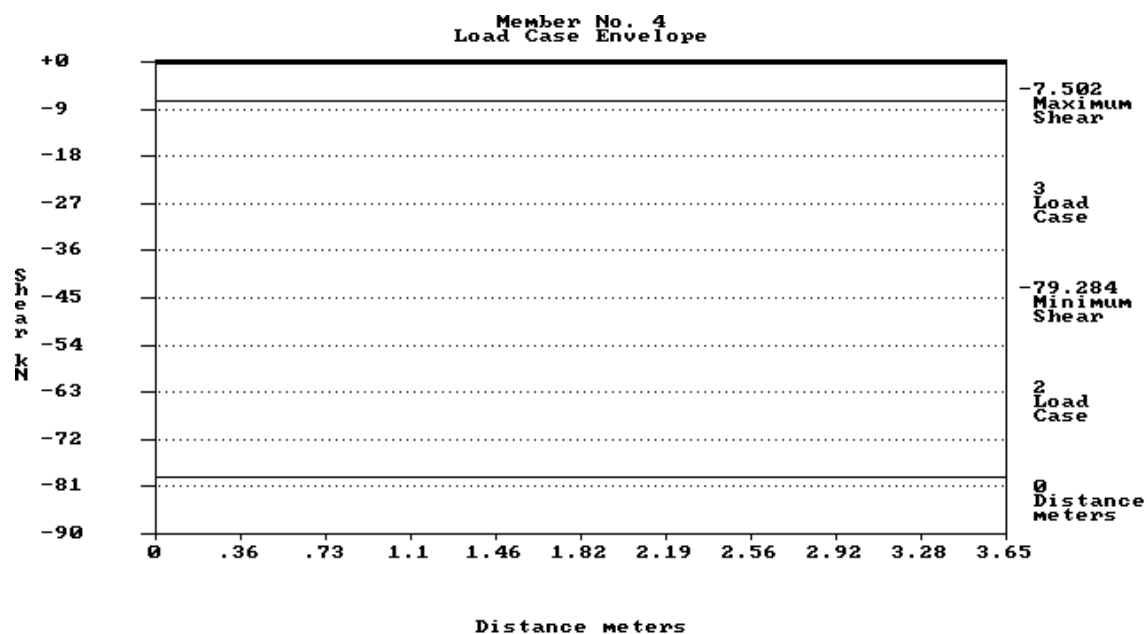


Figura 5.18. Diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare pentru bara 4 (stâlpul marginal).

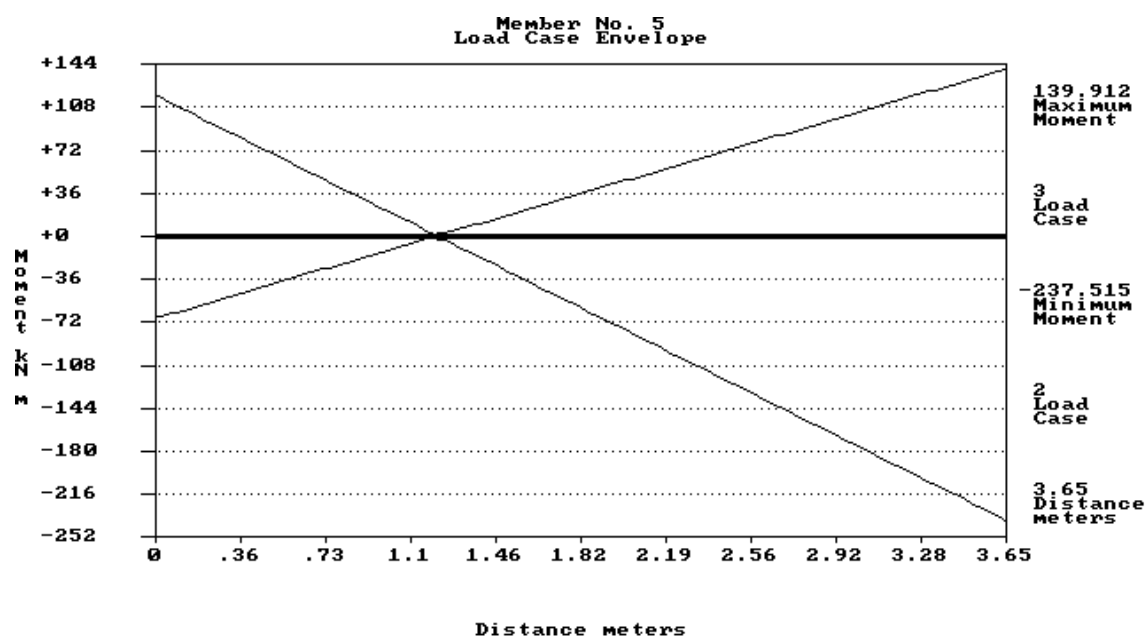


Figura 5.19. Diagrama înfășurătoare de momente încovoietoare pentru bara 5 (stâlpul central).

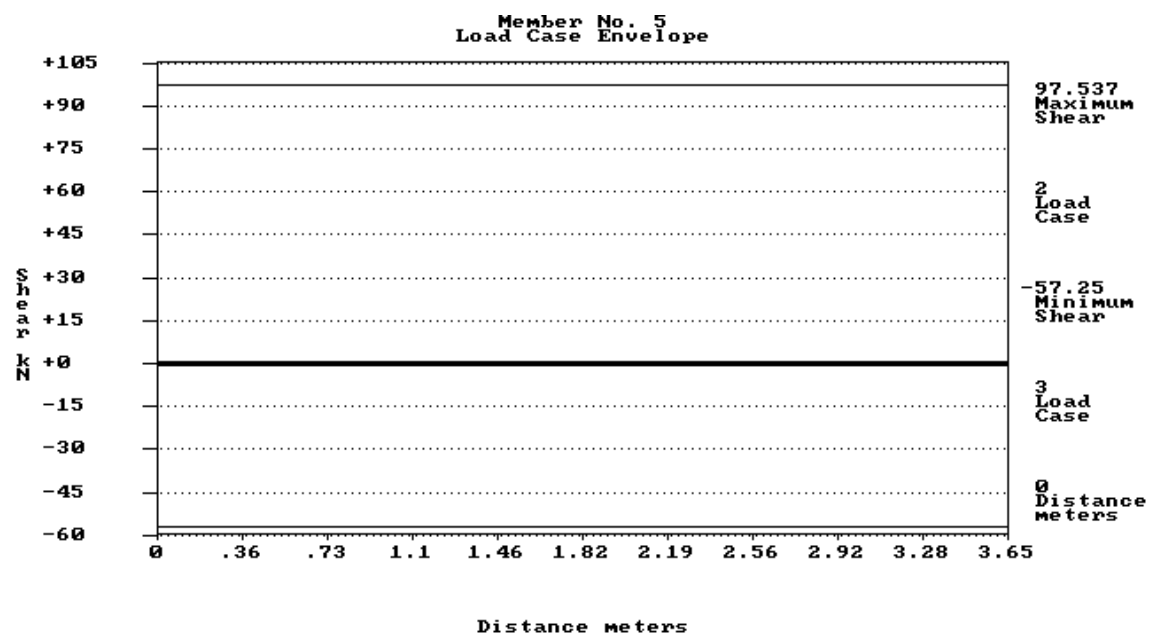


Figura 5.20. Diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare pentru bara 5 (stâlpul central).

6. DIMENSIONAREA ȘI ARMAREA GRINZII PRINCIPALE

6.1. Calculul armăturii longitudinale.

6.1.1. Bara 1 (câmp).

Lățimea activă a plăcii b_p , se stabilește pe baza condițiilor din STAS 10107 / 0 – 90 (vezi anexa A):

- $l_c = 0,8 \cdot L = 0,8 \cdot 9000 = 7200 \text{ mm}$;
- $\Delta_p = \frac{l_c}{6} = \frac{7200}{6} = 1200 \text{ mm}$; (i)
- pentru grinzi făcând parte din planșee, rigidizate prin nervuri transversale situate la distanțe mai mici decât deschiderea acestora:
 - $\Delta_p \leq$ jumătate din lumina liberă a plăcii între nervurile transversale:

$$\Rightarrow \Delta_p \leq \frac{1}{2} \cdot 2000 = 1000 \text{ mm} ;$$
 (ii)
 - $\Delta_p \geq 6 \cdot h_p \Rightarrow \Delta_p \geq 6 \cdot 90 = 560 \text{ mm}$; (iii)
- $b_p^{real} = \frac{2 \cdot t}{2} = 6000 \text{ mm}$.

În acest caz, dictează condiția (ii), care conduce la cea mai mică lățime activă:

$$b_p = b + 2 \cdot \Delta_p = 400 + 2 \cdot 1000 = 2400 \text{ mm} .$$
 (vezi figura 6.1)

Momentul de calcul este: $M = 914,76 \text{ kNm}$. (vezi figura 5.13)

Acoperirea cu beton de calcul (distanța de la centrul de greutate al armăturii A_a , la marginea întinsă a secțiunii) se consideră: $a \approx 50 \cdot \text{mm}$. Se cunosc:

- R_c - rezistența la compresiune a betonului: $R_c = 15 \text{ N/mm}^2$; (beton Bc 25)
- R_a - rezistența la întindere a oțelului: $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$; (oțel PC 52)
- h_p - grosimea plăcii: $h_p = 90 \text{ mm}$;
- h_o - înălțimea utilă: $h_o = h - a = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$.

Se determină momentul capabil M_p corespunzător situației în care înălțimea zonei comprimate $x = h_p$: *)

$$M_p = b_p \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_o - \frac{h_p}{2} \right) = 2400 \cdot 90 \cdot 15 \cdot \left(950 - \frac{90}{2} \right) = 2932,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 2932,2 \text{ kNm} .$$

Deoarece $M_p > M \Rightarrow x < h_p$.

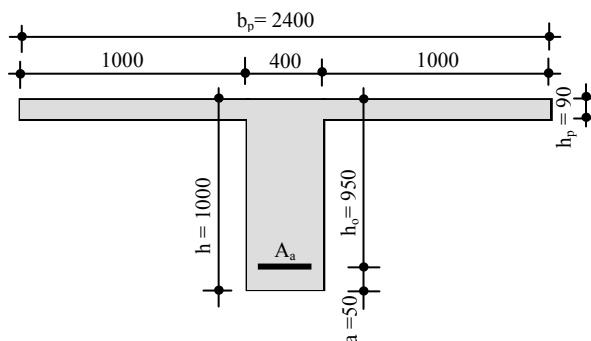


Figura 6.1. Secțiunea de calcul a grinzii principale pentru zona de câmp marginal.

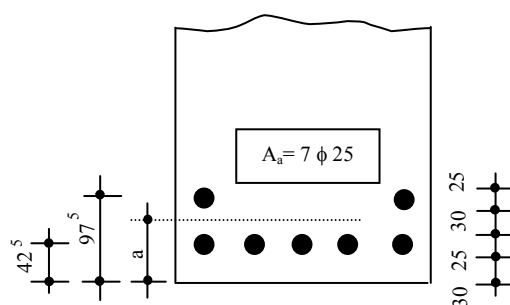
*) Se adoptă notațiile și modul de organizare al calculului din [10].

Rezolvarea se efectuează ca pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate cu lățimea b_p . Se determină:

$$\begin{aligned} \xi &= 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b_p \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 914,76 \cdot 10^6}{2400 \cdot 950^2 \cdot 15}} = 0,02856 ; \\ A_a &= b_p \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 2400 \cdot 950 \cdot 0,02856 \cdot \frac{15}{300} = 3255,84 \text{ mm}^2 ; \end{aligned}$$

Se alege: $A_a = 3436 \text{ mm}^2 \quad (7 \phi 25)$

Modul de dispunere al barelor în secțiune este indicat în figura 6.2.



$$\alpha = \frac{42,5 \cdot 2454 + 97,5 \cdot 982}{3436} = 58,22 \text{ mm}$$

$$h_o = h - \alpha = 1000 - 58,22 = 941,78 \text{ mm}$$

Figura 6.2. Dispunerea armăturii pentru câmpul marginal al grinzii principale.

Valoarea efectivă a acoperirii de calcul, „ a ”, este mai mare decât cea avută în vedere la dimensionarea armăturii, ca atare calculul efectuat este ușor neacoperitor. Totuși, asemenea mici abateri între ipotezele de calcul și realitate sunt admise în proiectare.

Dacă se dorește un calcul absolut riguros, este necesară evaluarea momentului capabil corespunzător alcătuirii efective a grinzii.

Înălțimea zonei comprimate rezultă:
$$x = \frac{A_a \cdot R_a}{b_p \cdot R_c} = \frac{3436 \cdot 300}{2400 \cdot 15} = 28,63 \text{ mm}$$

$$M_{cap} = A_a \cdot R_a \cdot \left(h_o - \frac{x}{2}\right) = 3436 \cdot 300 \cdot \left(941,78 - \frac{28,63}{2}\right) = 956,03 \text{ kNm} > M = 914,76 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Momentul capabil corespunzător unei bare este aproximativ:

$$M_{cap}(1\phi 25) \approx \frac{M_{cap}}{7} = 136,57 \text{ kNm} .$$

6.1.2. Bara 2 (câmp).

Lățimea activă a plăcii b_p rezultă parcurgând următoarele etape: (vezi anexa A)

- $l_c = 0,6 \cdot L = 0,6 \cdot 9000 = 5600 \text{ mm}$;
- $\Delta_p = \frac{l_c}{6} = \frac{5600}{6} = 900 \text{ mm}$; (i)
- grinda fiind rigidizată transversal prin grinzi secundare situate la distanțe mai mici decât deschiderea lor:
 - $\Delta_p \leq$ jumătate din lumina liberă a plăcii între nervurile transversale:

$$\Rightarrow \Delta_p \leq \frac{1}{2} \cdot 2000 = 1000 \text{ mm} ; \quad \text{(ii)}$$

$$\square \Delta_p \geq 6 \cdot h_p \Rightarrow \Delta_p \geq 6 \cdot 90 = 560 \text{ mm} ; \quad (\text{iii})$$

$$\bullet b_p^{real} = \frac{2 \cdot t}{2} = 6000 \text{ mm} .$$

Dictează deci în acest caz condiția (i), care conduce la cea mai mică lățime activă:

$$b_p = b + 2 \cdot \Delta_p = 400 + 2 \cdot 900 = 2200 \text{ mm} . \quad (\text{vezi figura 6.3})$$

Momentul de calcul este: $M = 696,03 \text{ kNm}$. (vezi figura 5.15)

Se determină momentul capabil M_p corespunzător situației în care înălțimea zonei comprimate $x = h_p$:

$$M_p = b_p \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_o - \frac{h_p}{2} \right) = 2200 \cdot 90 \cdot 15 \cdot \left(950 - \frac{90}{2} \right) = 2687,85 \text{ kNm} .$$

Deoarece $M_p > M \Rightarrow x < h_p$.

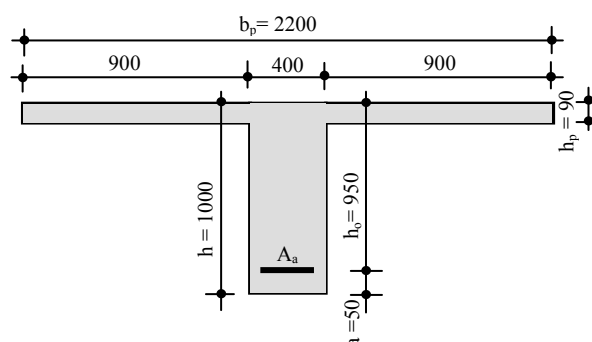


Figura 6.3. Secțiunea de calcul a grinzii principale pentru zona de câmp central.

Rezolvarea se efectuează ca pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate cu lățimea b_p . Se determină:

$$\begin{aligned} \square \xi &= 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b_p \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 696,03 \cdot 10^6}{2200 \cdot 950^2 \cdot 15}} = 0,02365 \\ \square A_a &= b_p \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 2200 \cdot 950 \cdot 0,02365 \cdot \frac{15}{300} = 2471,42 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Se alege: $A_a = 2945 \text{ mm}^2 \quad (6 \phi 25)$

Armătura efectivă se dispune în secțiune, ca în figura 6.4.

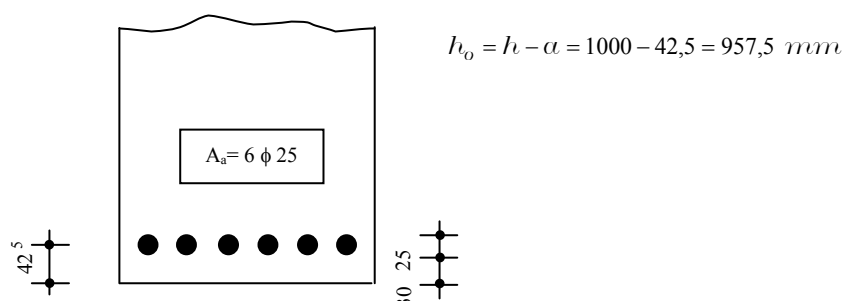


Figura 6.4. Dispunerea armăturii pentru câmpul central al grinzii principale.

Înălțimea zonei comprimate rezultă: $x = \frac{A_a \cdot R_a}{b_p \cdot R_c} = \frac{2945 \cdot 300}{2200 \cdot 15} = 26,77 \text{ mm}$

$$M_{cap} = A_a \cdot R_a \cdot \left(h_o - \frac{x}{2}\right) = 2945 \cdot 300 \cdot \left(957,5 - \frac{26,77}{2}\right) = 834,12 \text{ kNm} > M = 696,03 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Momentul capabil corespunzător unei singure bare este aproximativ:

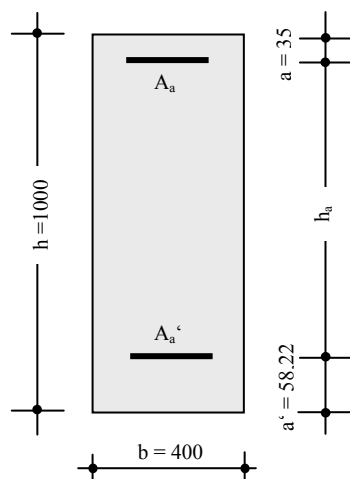
$$M_{cap}(1\phi 25) = \frac{M_{cap}}{6} = 139,02 \text{ kNm}$$

6.1.3. Bara 1 (reazem stânga)

În zonele de reazem, solicitate la moment negativ (care întind fibra superioară a grinzii), secțiunea de calcul este de formă dreptunghiulară. Pentru determinarea armăturii necesare de la partea superioară a grinzii, A_a , este necesar cunoașterea armăturii comprimate de la partea inferioară a grinzii, A_a' , care a fost determinată dintr-o etapă de calcul anterioară. Ținând seama de faptul că o parte din armăturile de la partea inferioară a grinzii se ridică în dreptul reazemelor, pentru reducerea numărului de iterații se poate admite în mod acoperitor să nu se țină seama de aportul armăturii din zona comprimată.

Se cunosc:

- momentul de calcul: $M = 260,34 \text{ kNm}$; (vezi fig. 5.13 și tabelul 5.1)
 - α' - distanța de la centrul de greutate al armăturii A_a' , la marginea comprimată a secțiunii: $\alpha' = 58,22 \text{ mm}$; (vezi figura 6.3)
 - h_o - înălțimea utilă: $h_o = h - a = 1000 - 35 = 965 \text{ mm}$;
 - A_a' - armătura din zona comprimată: $A_a' = 7 \phi 25 \text{ (3436 mm}^2\text{)}$; (vezi figura 6.19)
- $\Rightarrow h_a = h_o - \alpha' = 965 - 58,22 = 906,78 \text{ mm}$.



Se verifică dacă armătura comprimată A_a' ajunge la curgere: Pentru aceasta se calculează momentul capabil corespunzător situației $x = 2 \cdot \alpha'$.

$$\begin{aligned} M_a &= 2 \cdot b \cdot \alpha' \cdot R_c \cdot (h_o - \alpha') + A_a' \cdot R_a \cdot h_a = \\ &= 2 \cdot 400 \cdot 58,22 \cdot 15 \cdot (965 - 58,22) + 3436 \cdot 300 \cdot 906,78 = \\ &= 1568,22 \text{ kNm} > M = 260,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Deoarece $x < 2 \cdot \alpha'$, armătura întinsă rezultă:

$$A_a = \frac{M}{R_a \cdot h_a} = \frac{260,34 \cdot 10^6}{300 \cdot 906,78} = 957,01 \text{ mm}^2$$

Figura 6.5. Secțiunea de calcul pentru reazemul stânga al barei 1.

Se alege: $A_a = 982 \text{ mm}^2 \text{ (2}\phi 25\text{)}$

Se dispune armătura alesă în secțiune, ca în figura următoare:

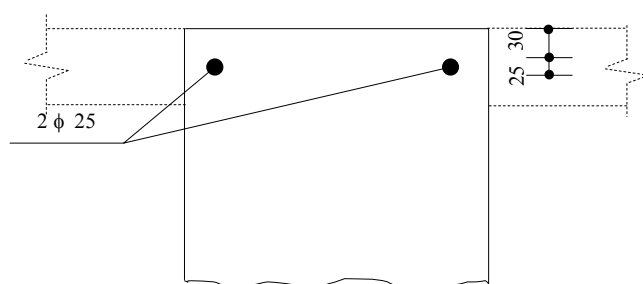


Figura 6.6. Dispunerea armăturii pentru reazemul din stânga al grinzii principale.

Momentul capabil al secțiunii este:

$$M_{cap} = A_a \cdot R_a \cdot h_a = 982 \cdot 300 \cdot 899,28 = 264,93 \text{ kNm} > M = 260,34 \text{ kNm}$$

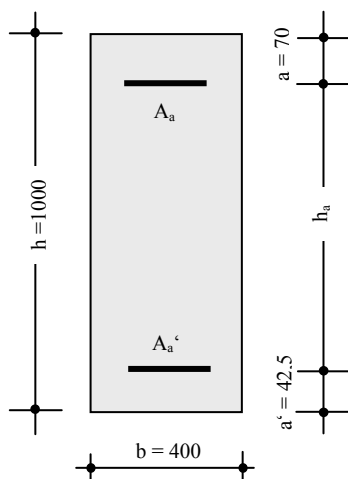
Se calculează momentul capabil corespunzător fiecărei bare:

$$M_{cap}(1\phi 25) = \frac{M_{cap}}{2} = 132,46 \text{ kNm}$$

6.1.4. Bara 1 (reazem dreapta)

Se cunosc:

- momentul de calcul : $M = 1029,3 \text{ kNm}$ (vezi fig. 5.13 și tabelul 5.1)
- $a = 70 \text{ mm}$ și $a' = 42,5 \text{ mm}$;
- $h_o = h - a = 1000 - 70 = 930 \text{ mm}$;
- $A'_a = 3 \phi 25$ (1473 mm^2) ; (o parte din armăturile de la partea inferioară a grinzii se ridică în zona reazemului, vezi figura 6.19);
- $h_a = h_o - a' = 930 - 42,5 = 887,5 \text{ mm}$.



Se verifică dacă armătura comprimată A_a' ajunge la curgere. Pentru aceasta se calculează momentul capabil corespunzător situației $x = 2 \cdot a'$.

$$\begin{aligned} M_a &= 2 \cdot b \cdot a' \cdot R_c \cdot (h_o - a') + A'_a \cdot R_a \cdot h_a = \\ &= 2 \cdot 400 \cdot 42,5 \cdot 15 \cdot (930 - 42,5) + 1473 \cdot 300 \cdot 887,5 = \\ &= 844,8 \text{ kNm} < M = 1029,3 \text{ kNm} \\ \Rightarrow x &\geq 2 \cdot a' \text{ și } |\sigma_a| = R_a \end{aligned}$$

Figura 6.7. Secțiunea de calcul pentru reazemul din dreapta al barei 1.

Sucesiunea operațiilor este următoarea:

$$\blacksquare M_1 = A'_a \cdot R_a \cdot h_a = 1473 \cdot 300 \cdot 887,5 = 392,18 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 392,18 \text{ kNm} ;$$

- $M_2 = M - M_1 = 1029,3 - 392,18 = 637,12 \text{ kNm}$;
 - $\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_2}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 637,12 \cdot 10^6}{400 \cdot 930^2 \cdot 15}} = 0,1314$;
 - $A_{a2} = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 400 \cdot 930 \cdot 0,1314 \cdot \frac{15}{300} = 2444,17 \text{ mm}^2$;
 - $A_a = A_{a1} + A_{a2} = 1473 + 2444,17 = 3917,17 \text{ mm}^2$.
- Se alege: $A_a = 3927 \cdot \text{mm}^2 \quad (8 \phi 25)$

Se dispune armătura alesă în secțiune, ca în figura 6.8:

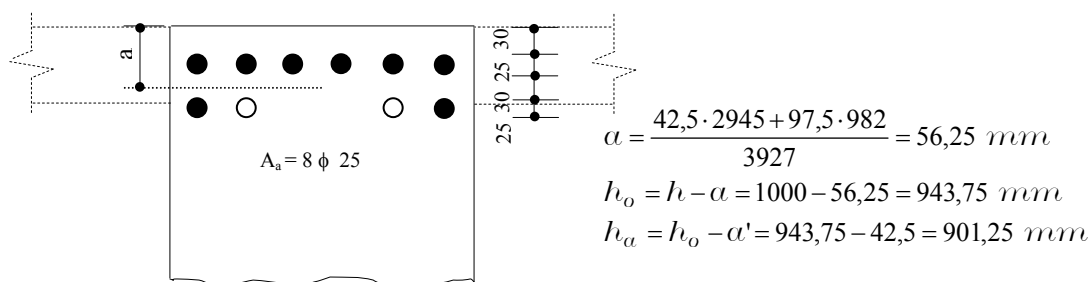


Figura 6.8. Dispunerea armăturii pentru reazemul din dreapta al barei 1.

Observație: În secțiune s-au indicat și barele ridicate la fața reazemului pentru preluarea forței tăietoare (vezi figura 6.17). Contribuția acestor bare la preluarea momentelor încovoietor în secțiunea de la fața reazemului este mică și se neglijează.

Se determină înălțimea zonei comprimate:

$$x = \frac{A_a - A_a'}{b} \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{3927 - 1473}{400} \cdot \frac{300}{15} = 122,7 \text{ mm} .$$

Momentul capabil al secțiunii:

$$\begin{aligned}
 M_{cap} &= b \cdot x \cdot R_c \cdot \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + A_a' \cdot R_a \cdot h_a = 400 \cdot 122,7 \cdot 15 \cdot \left(943,75 - \frac{122,7}{2}\right) + 1473 \cdot 300 \cdot 901,25 = \\
 &= 1047,88 \text{ kNm} > M = 1029,3 \text{ kNm} . \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

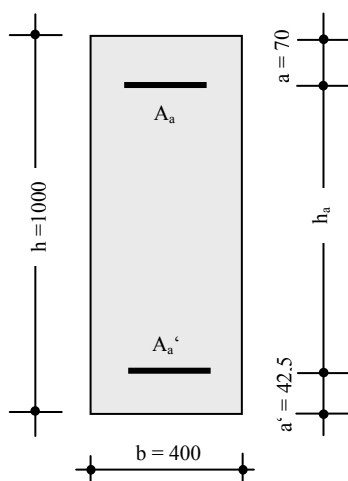
Contribuția fiecărei bare reprezintă un moment:

$$M_{cap}(1\phi 25) = \frac{1047,88}{8} = 130,98 \text{ kNm}$$

6.1.5. Bara 2 (reazem stânga).

Se cunosc:

- momentul de calcul : $M = 973,63 \text{ kNm}$. (vezi fig. 5.15 și tabelul 5.1)
- $a = 70 \text{ mm}$ și $a' = 42,5 \text{ mm}$;
- $h_o = h - a = 1000 - 70 = 930 \text{ mm}$;
- $A_a' = 2 \phi 25 \quad (982 \text{ mm}^2)$; (vezi figura 6.19)
- $h_a = h_o - a' = 930 - 42,5 = 887,5 \text{ mm}$.



Se verifică dacă armătura comprimată A_a ajunge la curgere: Pentru aceasta se calculează momentul capabil corespunzător situației $x = 2 \cdot a'$.

$$\begin{aligned} M_a &= 2 \cdot b \cdot a' \cdot R_c \cdot (h_o - a') + A_a' \cdot R_a \cdot h_a = \\ &= 2 \cdot 400 \cdot 42,5 \cdot 15 \cdot (930 - 42,5) + 982 \cdot 300 \cdot 887,5 = \\ &= 714,08 \text{ kNm} < M = 973,63 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow x \geq 2 \cdot a' \text{ și } |\sigma_a| = R_a$$

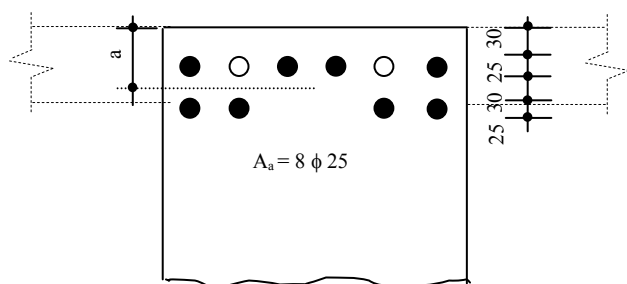
Figura 6.9. Secțiunea de calcul pentru reazemul din stânga al barei 2.

Succesiunea operațiilor este următoarea:

- $M_1 = A_a' \cdot R_a \cdot h_a = 982 \cdot 300 \cdot 887,5 = 261,46 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 261,46 \text{ kNm}$;
- $M_2 = M - M_1 = 973,63 - 261,46 = 712,17 \text{ kNm}$;
- $\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_2}{b \cdot h_o^2 \cdot R_c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 712,17 \cdot 10^6}{400 \cdot 930^2 \cdot 15}} = 0,1482$;
- $A_{a2} = b \cdot h_o \cdot \xi \cdot \frac{R_c}{R_a} = 400 \cdot 930 \cdot 0,1482 \cdot \frac{15}{300} = 2756,89 \text{ mm}^2$;
- $A_a = A_{a1} + A_{a2} = 982 + 2756,89 = 3738,89 \text{ mm}^2$;

Se alege: $A_a = 3927 \text{ mm}^2$. (8 ϕ 25)

Se dispune armătura alesă în secțiune:



$$a = \frac{42,5 \cdot 1963 + 97,5 \cdot 1963}{3927} = 70 \text{ mm}$$

$$h_o = h - a = 1000 - 70 = 930 \text{ mm}$$

$$h_a = h_o - a' = 930 - 42,5 = 887,5 \text{ mm}$$

Figura 6.10. Dispunerea armăturii pentru reazemul din stânga al barei 2.
Armăturile nehașurate nu preiau moment încovoietor.

Se determină înălțimea zonei comprimate:

$$x = \frac{A_a - A_a'}{b} \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{3927 - 982}{400} \cdot \frac{300}{15} = 147,25 \text{ mm}$$

Momentul capabil al secțiunii:

$$M_{cap} = b \cdot x \cdot R_c \cdot \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + A_a' \cdot R_a \cdot h_o = 400 \cdot 147,25 \cdot 15 \cdot \left(930 - \frac{147,25}{2}\right) + 982 \cdot 300 \cdot 887,50 =$$

$$= 1018 \text{ kNm} > M = 973,63 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Se calculează momentul capabil pentru fiecare bară:

$$M_{cap}(1\phi 25) = \frac{1018}{8} = 127,25 \text{ kNm}$$

6.2. Prevederi constructive.

6.2.1. Condiții privind alcătuirea și dispunerea armăturilor înclinate.

În acest paragraf se prezintă o serie de prevederi destinate alcătuirii armării grinzilor principale, puternic solicitate, în completarea prevederilor date la § 4.6, valabile pentru toate grinzile.

Pe linia cerințelor de reducere a consumului de manoperă la montajul armăturilor, tendința actuală este de a se desființa sau de a se limita la strictul necesar utilizarea de bare înclinate, realizându-se de câte ori este posibil armarea transversală numai cu etrieri. Armarea cu bare înclinate se explică în special la grinzile cu deschideri mari și încărcări importante, pe considerente de economicitate a soluției. Într-adevăr, barele înclinate pot îndeplini trei roluri: preluarea momentelor încovoietoare pozitive în câmpuri, a momentelor negative pe reazeme, precum și a forțelor tăietoare. În cazul armării cu bare individuale formând carcasse legate cu sârmă, barele înclinate, având de regulă unghiul de înclinare 45° , trebuie să respecte următoarele reguli:

- Distanța de la fața reazemului până la începutul primei bare înclinate nu trebuie să depășească 50 mm (vezi figura 6.11).

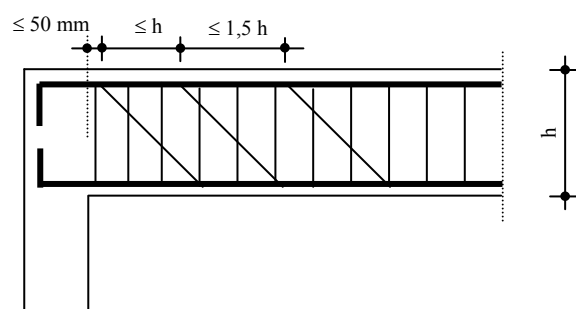


Figura 6.11. Distanțe recomandate de la fața reazemului până la barele înclinate.

- Distanțele până la următoarele secțiuni de înclinare se stabilesc pe baza verificării la forță tăietoare, respectând condiția ca o fisură înclinată să intersecteze întotdeauna armăturile transversale necesare pentru preluarea forței tăietoare în secțiunea respectivă. Se recomandă ca, indiferent dacă barele înclinate rezultă sau nu necesare din calculul la forță tăietoare, distanța între prima și a doua secțiune de înclinare începând de la reazem să nu fie mai mare decât înălțimea grinzii.
- Începând de la al treilea rând de bare înclinate (pornind de la reazem) se poate mări această distanță până la $1,5 h$.

- Se recomandă ca aria armăturii înclinate să fie cel puțin $1/3$ din aria totală a armăturii longitudinale și cel mult $2/3$ din această arie. Se vor menține drepte până la reazeme și se vor ancora dincolo de reazeme ca bare solicitate la întindere cel puțin $1/3$ din armăturile din câmp.
- Nu se admite folosirea de armături înclinate sub formă de bare “flotante” (vezi figura 5.12)

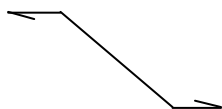


Figura 6.12. Bară “flotantă”.

În condițiile respectării regulilor de dispunere a armăturilor ridicate, prezentate mai sus, se poate accepta ipoteza simplificatoare și acoperitoare că fisurile critice (fisurile potențiale de rupere) intersectează numai câte un plan de asemenea armături. Această ipoteză permite simplificări ale calculului la forță tăietoare, în secțiunile înclinate.

Dispunerea armăturilor înclinate în secțiuni va urmări o montare ușoară și nestânjenită a ansamblului armăturilor. Astfel în situația în care armăturile se dispun pe mai multe rânduri, pentru bare înclinate situate în același plan vertical cu cel al grinzii, se vor adopta soluții ca în figura 6.13.a și se vor evita cele din figura 6.13.b, în care cele două bare ar trebui adunate în plan orizontal pentru a permite trecerea uneia pe lângă cealaltă.

Din același motiv, călăreții (barele drepte care se dispun pe reazeme) vor fi situate pe rândul 1, deasupra barelor înclinate ca în figura 6.13.c.

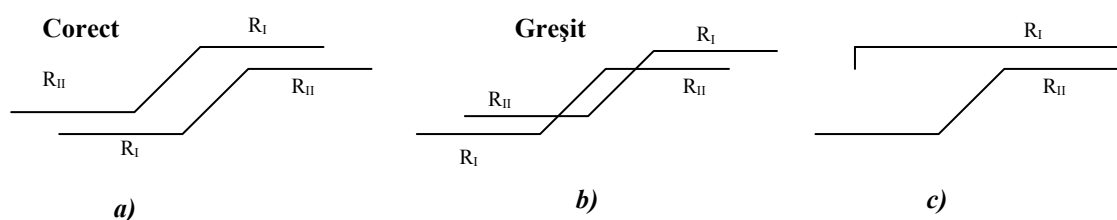


Figura 6.13. Reguli privind dispunerea armăturilor înclinate în secțiuni.

6.2.2. Întreruperea armăturilor longitudinale drepte și înclinate.

Barele înclinate provin din acele bare longitudinale de la partea inferioară care nu mai sunt necesare la preluarea momentului încovoietor pozitiv din câmp. Locul în care o bară sau un grup de bare longitudinale se pot ridica se determină prin calcul, ținând seama simultan de cerințele de rezistență la încovoiere și la forță tăietoare. Punctele de ridicare ale armăturilor înclinate și a celor care se opresc în zona întinsă, se determină în raport cu diagrama înfășurătoare a momentelor încovoietoare.

O bară longitudinală care se întrerupe sau se înclină (se „ridică” sau se „coboară”) trebuie să rămână activă cu întreaga ei capacitate de rezistență până la o distanță egală cu $h / 2$ dincolo de secțiunea în care este integral necesară din calculul de moment încovoietor în secțiuni normale, pentru a acoperi sporul de efort datorat efectului fisurii înclinate. [10] De aceea, pentru stabilirea secțiunii de unde se poate întrerupe sau înclina o bară este practic ca în locul diagramei înfășurătoare a momentelor încovoietoare maxime să se raporteze pozițiile armăturilor la o diagramă de momente, obținută prin corectarea („dilatarea”) diagramei înfășurătoare a momentelor maxime, prin deplasarea absciselor ei cu $h / 2$ dinspre secțiunea de moment maxim. În figura 6.15 se exemplifică modul de obținere a diagramei dilatate pentru cazul analizat în proiect.

În figura 6.14, *a* și *b* sunt definite condițiile care determină punctul de unde poate fi înclinată sau întreruptă o bară în raport cu diagrama de momente încovoietoare, iar în figura 6.14, *c*, pentru o bară înclinată, punctul de unde poate fi întreruptă în raport cu secțiunea în care este necesară din calculul la forță tăietoare.

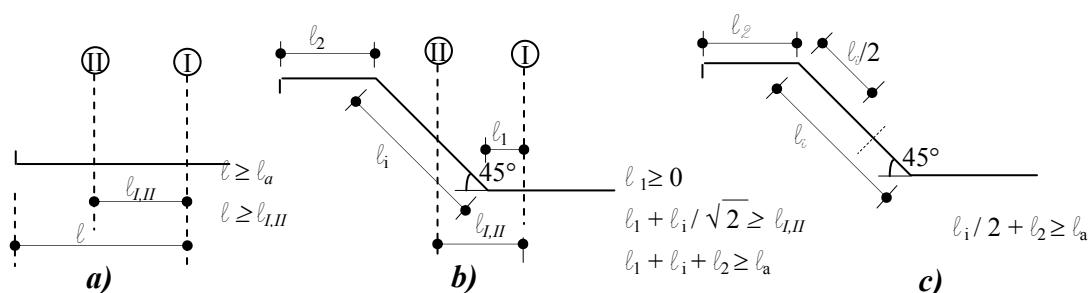


Figura 6.14. Condiții de ancorare ale armăturilor longitudinale și condiții privind secțiunile de înclinare ale acestor bare

S-au făcut următoarele notații:

I – secțiunea în care bara este integral necesară din calculul la încovoiere, în raport cu diagrama de momente “dilatată”;

II – secțiunea în care, în raport cu aceeași diagramă de momente dilatată, bara nu mai este necesară din calculul la încovoiere (momentul încovoietor este preluat integral de restul barelor din secțiune);

$l_{I,II}$ – distanța între secțiunile I și II, măsurată în proiecție pe axul grinzii, pe lungimea căreia se admite că aportul barei care se întrerupe descrește liniar de la solicitarea maximă până la zero;

l_a – lungimea de ancoraj (30 ...40 d); (vezi § 4.6.3)

l_1 – distanța de la secțiunea I până la secțiunea de înclinare a barei;

ℓ_2 – porțiunea dreaptă de la extremitatea unei bare înclinată, care trebuie să fie egală cu cel puțin $10 \cdot d$ în zonele comprimate, respectiv $20 \cdot d$ în zonele în care pot apărea și eforturi de întindere;

ℓ – lungimea totală de la secțiunea I până la extremitatea barei.

Observație. Pentru armături înclinate necesare din calculul la forță tăietoare este necesar să se respecte condiția suplimentară indicată în figura 6.14.c.

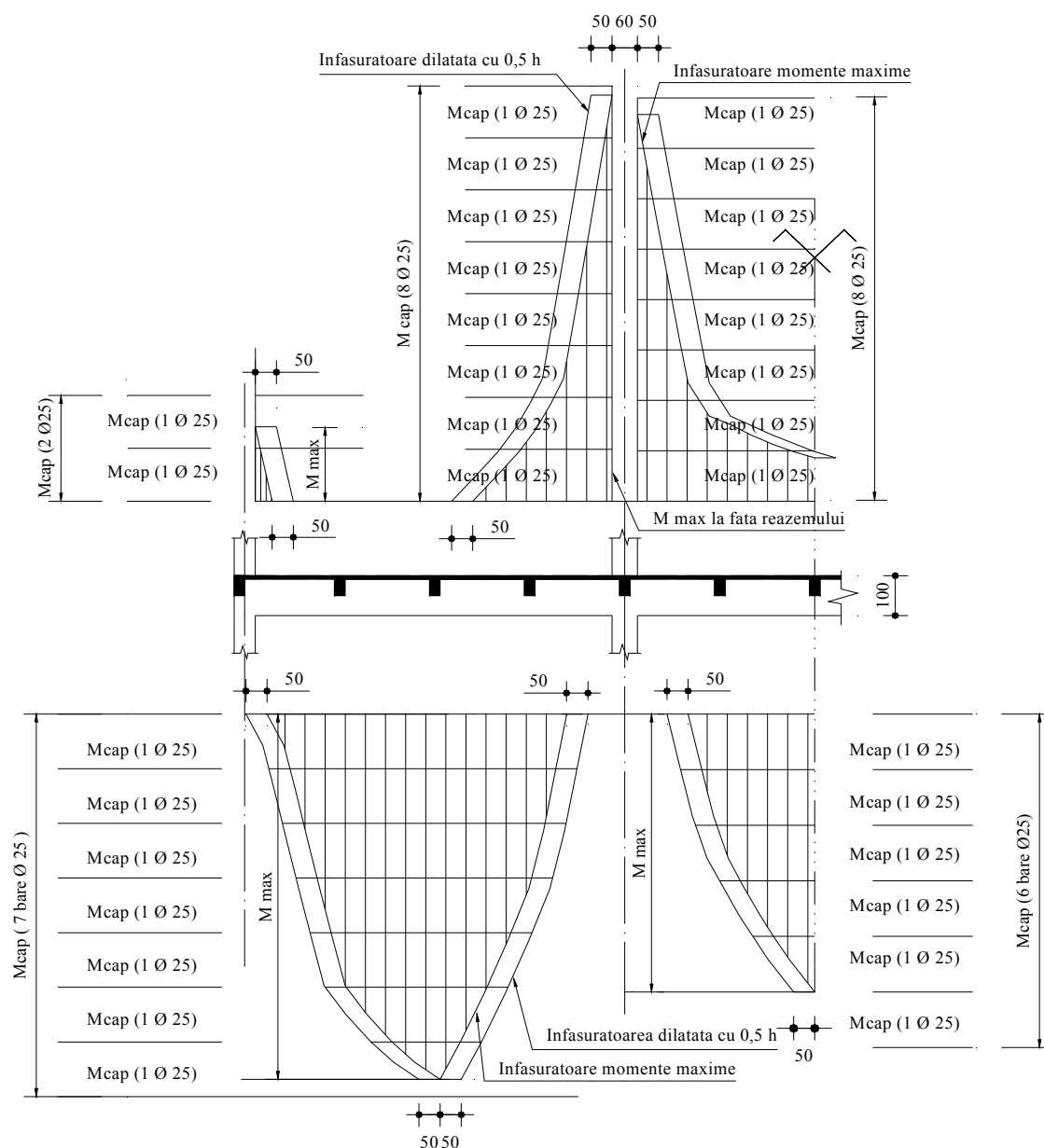


Figura 6.15. Diagrama „dilatată” și aportul fiecărei bare la momentul capabil.

Secțiunile de tipul I pentru fiecare bară care se întrerupe sau se înclină se determină în modul următor (figura 6.15):

- în secțiunea de moment maxim se determină momentul capabil, cu armătura efectiv prevăzută și se marchează printr-o linie orizontală pe deasupra diagramei de momente capabile.
- se admite în mod simplificat ca aportul barelor la momentul capabil să fie considerat ca proporțional cu numărul lor, dacă diametrele sunt egale, sau cu ariile secțiunilor lor dacă diametrele sunt diferite;

$$M_{cap}(1\text{ bara}) \approx \frac{A_a(1\text{ bara})}{A_a(\text{totala})} \cdot M_{cap}$$

sau, pentru m bare de diametre egale:

$$M_{cap}(1\text{ bara}) \approx \frac{M_{cap}}{m}$$

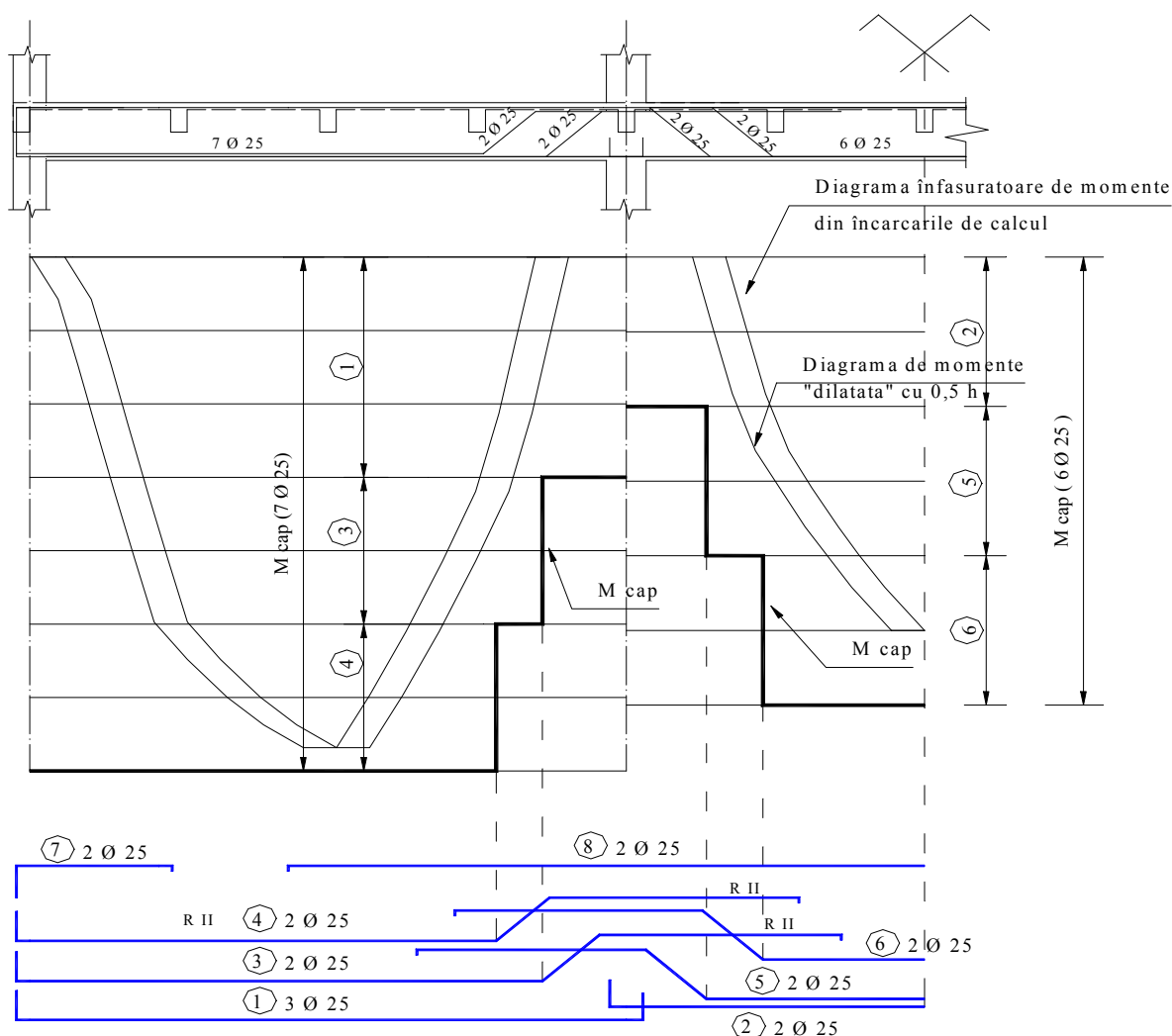


Figura 6.16. Stabilirea pozițiilor punctelor de înclinare pentru barele înclinate.

- cu această simplificare, momentele capabile în secțiunile cu mai puține bare se pot determina împărțind ordonata M_{cap} din secțiunea de moment maxim în părți egale (dacă barele sunt de același diametru) sau proporțional cu ariile secțiunilor barelor dacă sunt de diametre diferite; contribuția armăturilor la preluarea momentelor încovoietoare apare reprezentată prin linii orizontale de lățime constantă.
- ducând din punctele respective linii orizontale, la intersecțiile acestora cu diagrama de momente dilatată se găsesc secțiunile de tipul I pentru fiecare bară sau grup de bare.

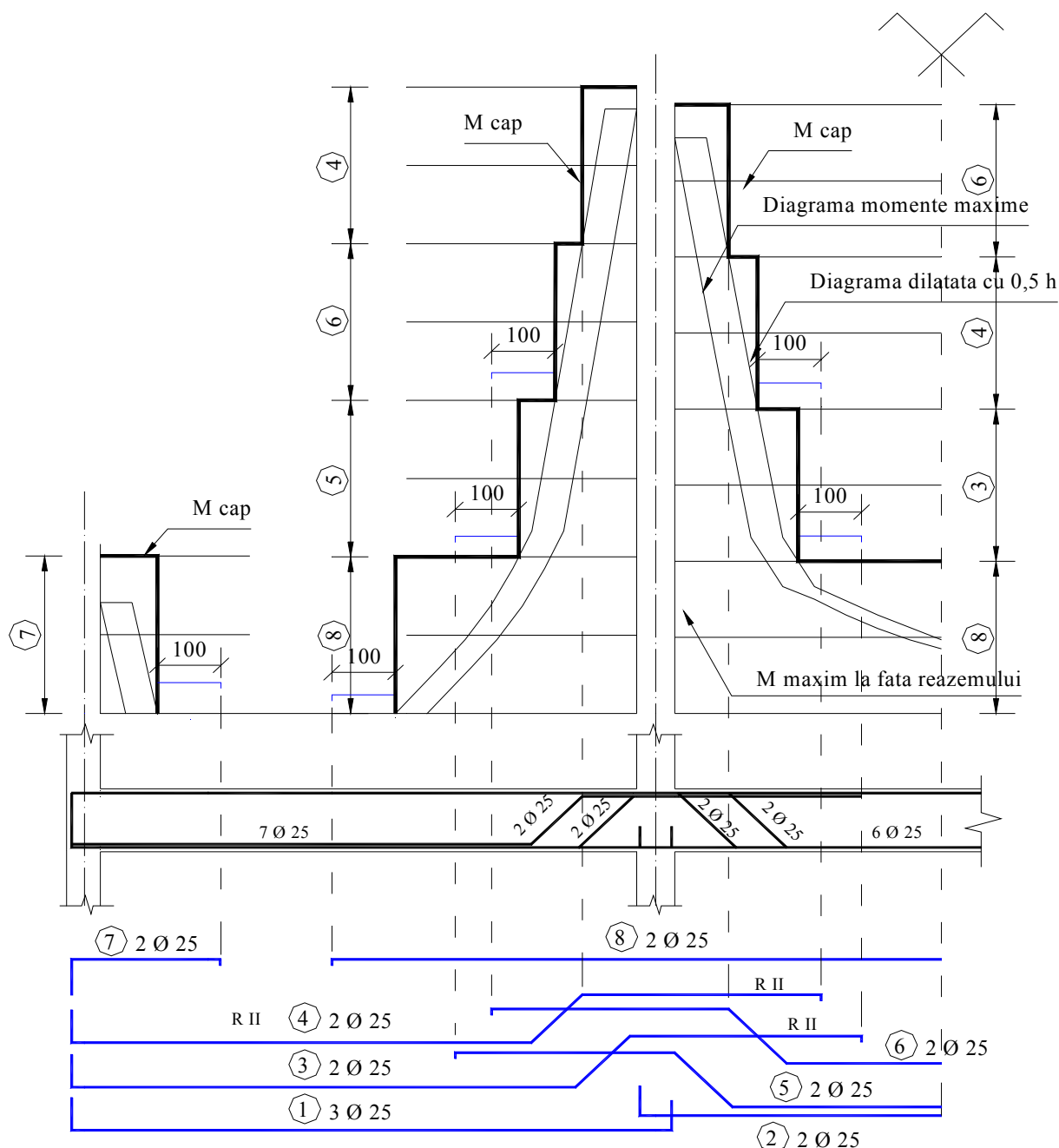


Figura 6.17. Stabilirea pozițiilor punctelor de întrerupere a barelor drepte.

În această schemă, barele se reprezintă în ordinea în care sunt întrerupte, respectiv înclinate, pornind de la linia orizontală care reprezintă momentul capabil al secțiunii.

Secțiunea de tipul II pentru o bară coincide cu secțiunea I a barei înclinate în poziția următoare.

În figura 6.16 se arată stabilirea pozițiilor punctelor de înclinare pentru barele înclinate. În deschiderea marginală grinda este armată în câmp cu 7 bare de diametre egale, din care trei rămân drepte până în reazemul central (marca $\leftarrow$), două se înclină în prima secțiune dinspre reazem (marca $\rightarrow$) și încă două în a doua secțiune (marca $\downarrow$).

În figura 6.17 se arată modul de stabilire a pozițiilor punctelor de întrerupere a barelor drepte pentru armăturile de pe reazemul central al grinzii principale. Grinda este armată în reazem cu 10 bare (câte 8 de fiecare parte a stâlpului participă la preluarea momentului negativ care întinde fibra superioară a grinzii). Două din aceste bare (9) nu se întrerup fiind dispuse pe toată lungimea deschiderii centrale. Celelalte bare se întrerup în diferite secțiuni, urmărind utilizarea cât mai economică a călăreților în funcție de forma diagramei dilatate. Pentru barele întrerupte, lungimea cu care acestea s-au prelungit dincolo de secțiunea I, s-a considerat ca fiind egală cu $l_a = 40 \cdot d$ (§ 4.6.3).

În figura 6.17 este marcată prin linii groase, reducerea capacității la încovoiere a grinzii corespunzătoare întreruperii, respectiv înclinării fiecărei bare. Prin însumarea capacității de preluare în fiecare secțiune din deschiderea grinzii a momentelor încovoietoare de către fiecare bară se obține diagrama de momente capabile a grinzii. Condiția de siguranță este ca diagrama de momente capabile să fie exterioară diagramei de momente înfășurătoare. O soluție de armare economică înseamnă ca distanța dintre cele două diagrame să fie cât mai mică.

În figura 6.18 se prezintă soluția completă în ceea ce privește diagrama înfășurătoare a momentelor maxime din încărcări de calcul, diagrama corectată („dilatată”) cu 0,5 h, barele drepte și înclinate precum și diagrama de momente capabile corespunzătoare acestor bare pentru grinda principală.

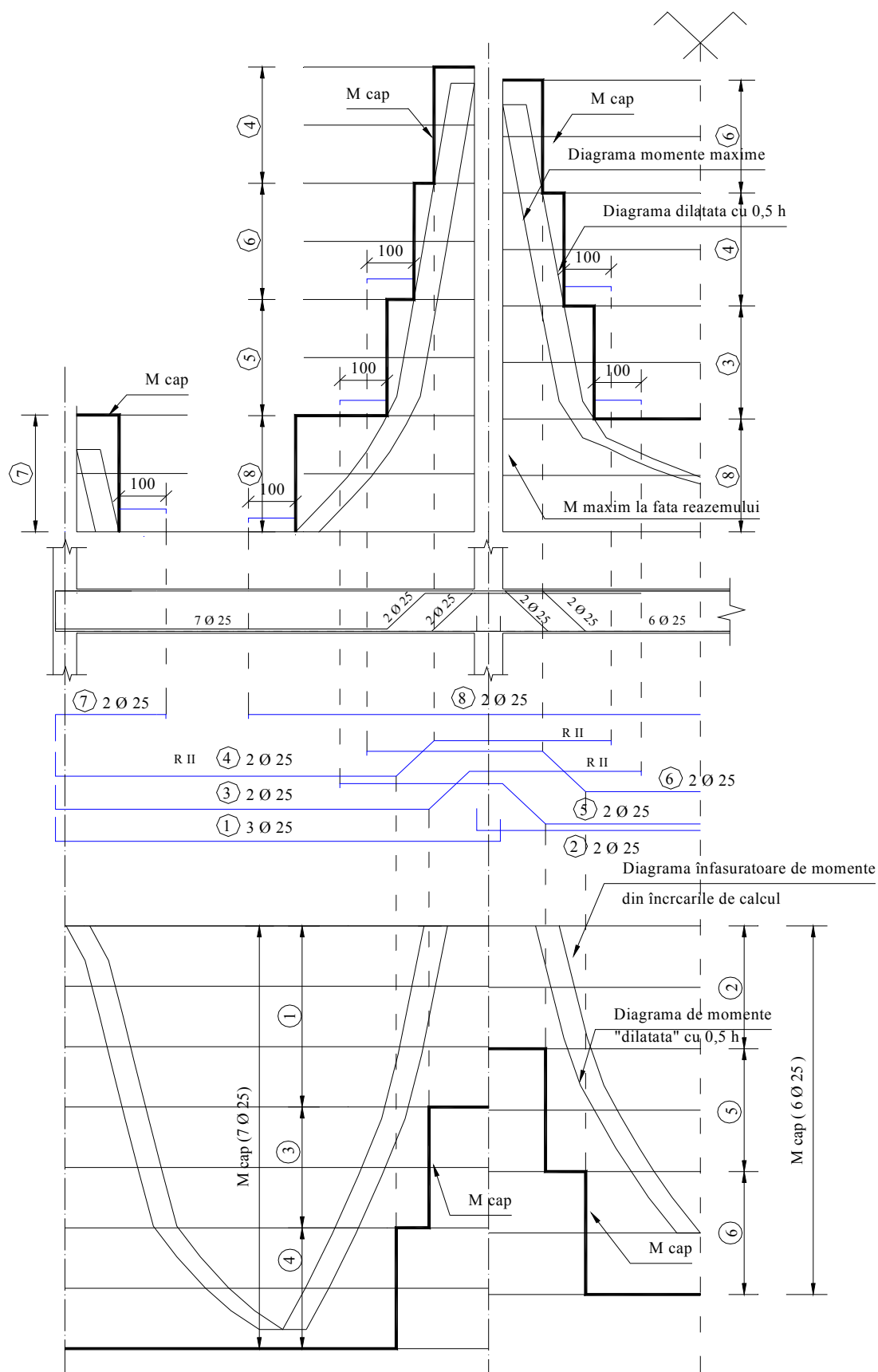


Figura 6.18. Diagrama momentelor capabile pentru grinda principală.

6.3. Calculul armăturii transversale.

Dispoziția adoptată preliminar pentru barele longitudinale, pe baza dimensionării la momentele încovoietoare și a respectării prevederilor constructive, este arătată în figura de mai jos. Se constată că pe zonele dintre nervuri, unde forța tăietoare variază relativ puțin s-a adoptat o dispoziție uniformă a barelor înclinate.

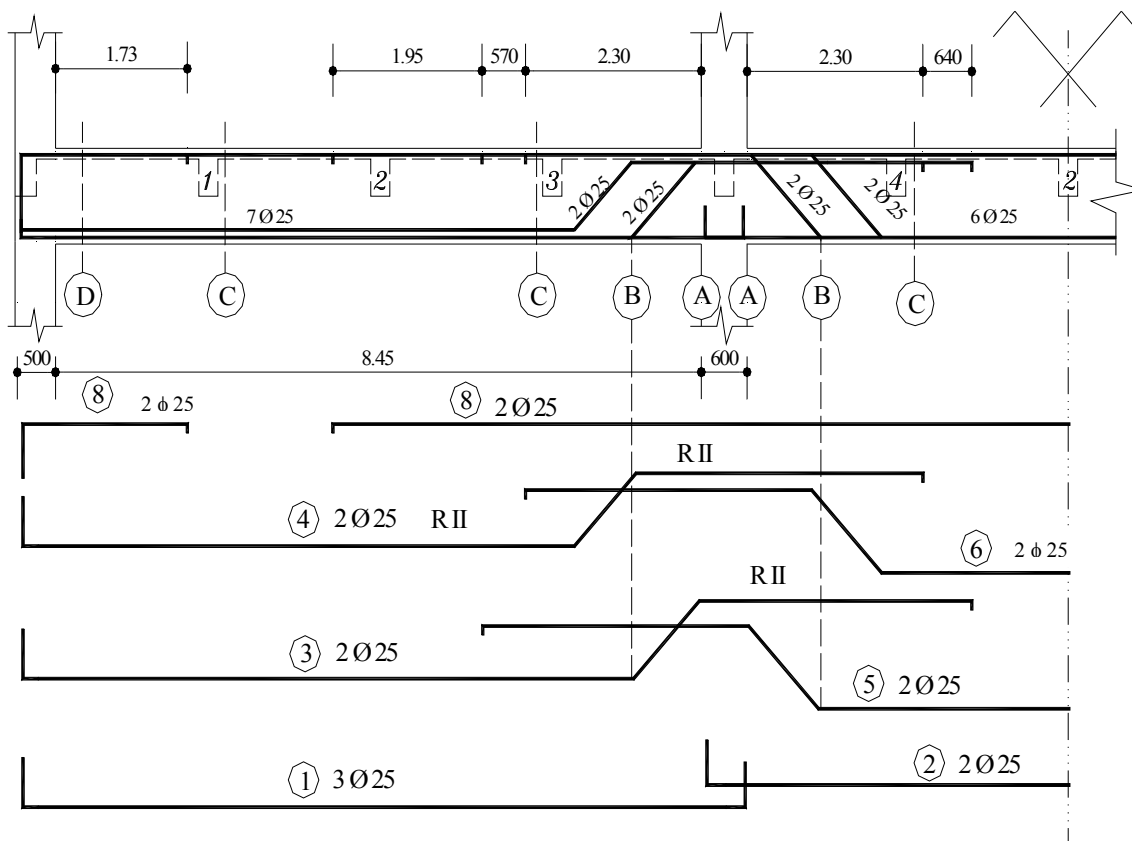


Figura 6.19. Dispoziția armăturilor longitudinale pentru grinda principală.

Calculul la forță tăietoare urmărește în acest caz numai dimensionarea etrierilor. Calculul se face pentru jumătate din grinda principală și anume în secțiunile semnificative pentru dimensionare. Sunt identificate următoarele tipuri de secțiuni:

- Secțiunea de tipul (D) de la reazemul din stânga al grinzii (unde armarea este realizată numai cu etrieri);
- Secțiunea de tipul (A) de lângă stâlpul central;
- Secțiunea de tipul (B) căreia îi corespunde o fisură înclinată care intersectează al doilea plan de armături înclinate;
- Secțiunea de tipul (C) din zona centrală a grinzii unde forța tăietoare este mult mai mică decât în zonele de reazem.

Fisurile înclinate se identifică prin secțiunile „piciorului fisurii” situate la partea inferioară a grinzii

6.3.1. Bara 1 (reazem stânga).**6.3.1.1. Secțiunea D (armare cu etrieri).**

Se cunosc:

- R_t – rezistența la întindere a betonului: $R_t = 1,10 \text{ N/mm}^2$; (beton Bc 25)
- R_a – rezistența de calcul a etrierilor: $R_a = 210 \text{ N/mm}^2$; (oțel OB 37)
- R_a – rezistența de calcul a armăturii înclinată: $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$; (oțel PC 52)
- α – acoperirea cu beton de calcul: $\alpha = 42,5 \text{ mm}$; (vezi armarea longitudinală)
- h_o – înălțimea utilă: $h_o = h - \alpha = 1000 - 42,5 = 957,5 \text{ mm}$.

Forța tăietoare de calcul este în acest caz: $Q = 473,8 \text{ kN}$

Ordinea operațiilor este următoarea [8]:

$$\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{473,8 \cdot 10^3}{400 \cdot 957,5 \cdot 1,1} = 1,125;$$

Dacă $\bar{Q} \leq 0,50 \Rightarrow$ nu este necesar calculul etrierilor.

Dacă $\bar{Q} > 4 \Rightarrow$ se mărește secțiunea de beton sau clasa betonului astfel ca $\bar{Q} \leq 4$.

- procentul de armare longitudinală: $p = \frac{A_a}{b \cdot h_o} \cdot 100 \%$, unde:

A_a – suma ariilor secțiunilor barelor drepte din zona întinsă, intersectate de fisura înclinată din secțiunea de verificare;

$$A_a = 982 \text{ mm}^2 \quad (2 \phi 25) \quad \Rightarrow \quad p = \frac{982}{400 \cdot 957,5} \cdot 100 \% = 0,256 \%$$

- procentul de armare transversală necesară corespunzător etrierilor:

$$p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 \% = \frac{1,125^2}{3,2 \cdot \sqrt{0,256}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,409 \% > p_{e \min} = 0,1 \%$$

- se verifică: $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{0,8 \cdot R_a}} \leq 2,5$.

Dacă lungimea proiecției fisurii critice este mai mare decât $2,5 \cdot h_o$ se ia $s_i = 2,5 \cdot h_o$.

$$\Rightarrow \frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{0,256}}{0,409} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 0,90 < 2,5 \quad \checkmark$$

$\Rightarrow p_e$ calculat anterior este corect.

Dacă $p_e < 0,1 \%$ se ia $p_e = 0,1 \%$.

- se alege etrier $\phi 8$ cu aria secțiunii unei ramuri: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$;
- se propune $n_e = 4$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier);
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{0,409 \cdot 400} = 122,98 \text{ mm}$;

Diametrele minime ale etrierilor și distanțele maxime între aceștia se aleg pe baza regulilor detaliate în paragraful 4.6.2.

Astfel: $a_e \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 25 = 375 \text{ mm}$

$$a_e \leq 300 \text{ mm}$$

$$a_e \leq \frac{3}{4} \cdot 1000 = 750 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a_e \leq 300 \text{ mm}$$

- se stabilește: $a_e = 100 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 100.}$

6.3.1.2. Secțiunea C.

Se cunosc:

- $a \approx 58,2 \text{ mm}$ (vezi armarea longitudinală)
- $h_o = h - a = 1000 - 58,2 = 941,8 \text{ mm}$

Forța tăietoare de calcul este în acest caz: $Q = 143,27 \text{ kN}$

Se parcurg următoarele etape:

- $\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{143,27 \cdot 10^3}{400 \cdot 941,8 \cdot 1,1} = 0,345 < 0,50 \Rightarrow$ armătura transversală se dispune constructiv
- se stabilește $\alpha_e = 300 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 300}$

6.3.2. Bara 1 (reazem dreapta).

6.3.2.1. Secțiunea A (armare cu etrieri și bare înclinate).

Se cunosc:

- $a \approx 56,25 \text{ mm}$ (vezi armarea longitudinală)
- $h_o = h - a = 1000 - 56,25 = 943,75 \text{ mm}$

Valorile forțelor tăietoare de calcul se găsesc în diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare din figura 5.14. Forța tăietoare de calcul este: $Q_A = 640,5 \text{ kN}$

În cazul grinzilor obișnuite din clădirile civile și industriale, prin respectarea regulilor constructive curente privind distanțele între punctele de coborâre a armăturilor înclinate de la fața reazemelor (vezi figura 6.11), se poate admite că fisura înclinată cea mai periculoasă intersectează un singur plan de armături înclinate (ipoteză acoperitoare), această fisură fiind cea în lungul căreia se obține capacitatea minimă betonului și etrierilor (Q_{eb}). Forța tăietoare ce urmează să fie preluată de beton și etrieri este:

$$Q_{eb} = Q - Q_i = Q - A_{ai} \cdot R_{at} \cdot \sin \alpha,$$

în care A_{ai} reprezintă suma ariilor secțiunii barelor înclinate aflate într-un plan înclinat cu unghiul α la axa grinzii.

În continuare, calculul etrierilor se face pe schema arătată anterior la secțiunile cu armare transversală formată exclusiv din etrieri.

Ordinea operațiilor este următoarea [8, 10]:

- Se calculează: $Q_i = A_{ai} \cdot R_{at} \cdot \sin \alpha = 982 \cdot 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707 = 166,63 \text{ kN}$
- Rezultă: $Q_{eb} = Q - Q_i = 640,5 - 166,63 = 473,87 \text{ kN}$
- $\bar{Q} = \frac{Q_{eb}}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{473,87 \cdot 10^3}{400 \cdot 943,75 \cdot 1,1} = 1,141; \quad 0,50 < \bar{Q} < 4;$
- $p = \frac{A_{a(A)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \%$, unde:

$$A_{a(A)} = 3927 \text{ mm}^2 \quad (8 \phi 25) \text{ (barele de marcă 4, 5, 6, 8)}$$

$$\Rightarrow p = \frac{3927}{400 \cdot 943,75} \cdot 100 \% = 1,04 \%$$

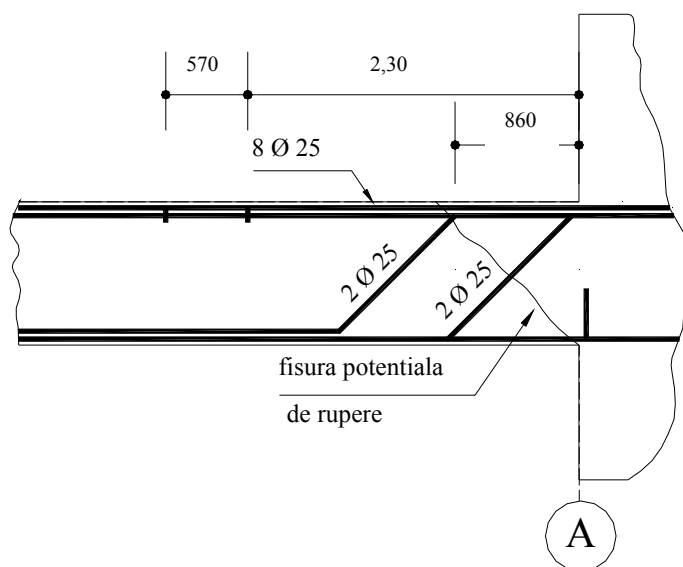


Figura 6.20. Suma ariilor barelor drepte și înclinate luate în considerare pentru calculul la forță tăietoare din secțiunea A.

- procentul de armare transversală necesară corespunzător etrierilor:

$$p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R\alpha} \cdot 100\% = \frac{1,141^2}{3,2 \cdot \sqrt{1,04}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100\% = 0,208\% > 0,1\%$$

- se verifică: $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{1,04}}{0,208} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 1,792 < 2,5 \quad \checkmark$

$\Rightarrow p_e$ calculat anterior este corect.

- se aleg etrieri $\phi 8$ cu aria secțiunii unei ramuri: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$;
- se propune $n_e = 4$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier);
- distanța între etrieri $\alpha_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{0,208 \cdot 400} = 241,83 \text{ mm}$;
- se stabilește: $\alpha_e = 200 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 200.}$

6.3.2.2. Secțiunea B (armare cu etrieri și bare înclinate).

Se cunosc:

- $a \approx 42,5 \text{ mm}$; (vezi armarea longitudinală)
- $h_o = h - a = 1000 - 42,5 = 957,5 \text{ mm}$;
- $Q = 602,3 \text{ kN}$. (vezi figura 5.14)

Se parcurg următoarele etape:

- Se calculează: $Q_i = A_{ai} \cdot R_{at} \cdot \sin \alpha = 982 \cdot 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707 = 166,63 \text{ kN}$;
- Rezultă: $Q_{eb} = Q_B - Q_i = 602,3 - 166,63 = 435,67 \text{ kN}$;
- $\bar{Q} = \frac{Q_{eb}}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{435,67 \cdot 10^3}{400 \cdot 957,5 \cdot 1,1} = 1,137$;
- $A_{a(B)} = 2945 \text{ mm}^2$ (6 $\phi 25$) (barele de marcă 5, 6, 8);

$$\Rightarrow p = \frac{A_{a(B)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{2945}{400 \cdot 957,5} \cdot 100 \% = 0,769 \% ;$$

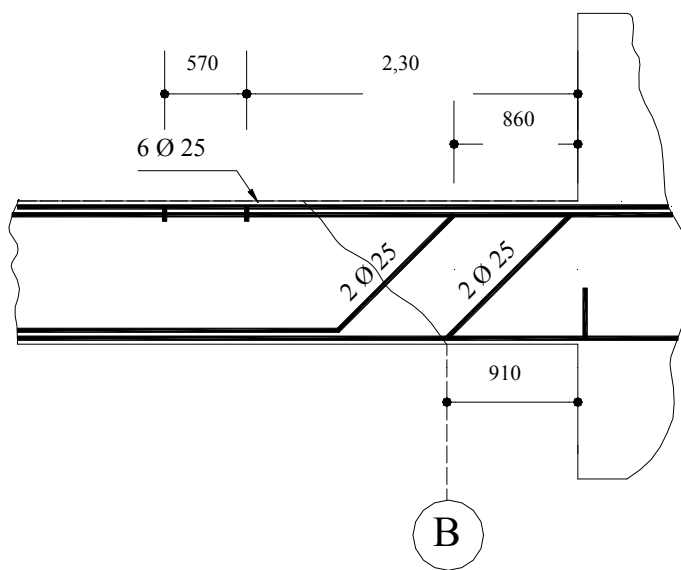


Figura 6.21. Suma ariilor barelor drepte și înclinate luate în considerare pentru calculul la forță tăietoare din secțiunea B.

$$\bullet \quad p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 \% = \frac{1,137^2}{3,2 \cdot \sqrt{0,769}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,241 \% > 0,1 \% ;$$

$$\bullet \quad \frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{0,8 \cdot R_a}} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{0,769}}{0,241} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 1,618 < 2,5 \quad \checkmark$$

$\Rightarrow p_e$ calculat anterior este corect .

- se aleg etrieri $\phi 8$ cu aria secțiunii unei ramuri: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$;
- se propune $n_e = 4$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier);
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{0,241 \cdot 400} = 208 \text{ mm}$;
- se stabilește: $a_e = 200 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 200.}$

6.3.2.3. Secțiunea C (armare cu etrieri).

Se cunosc:

- $a \approx 30 + \frac{25}{2} + \frac{2}{7} \cdot 55 = 58,2 \text{ mm}$;
- $h_o = h - a = 1000 - 58,2 = 941,8 \text{ mm}$.
- $Q = 311,96 \text{ kN}$.

Se parcurg următoarele etape:

$$\bullet \quad \bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{311,96 \cdot 10^3}{400 \cdot 941,8 \cdot 1,1} = 0,753 ;$$

- $A_{a(C)} = 3436 \text{ mm}^2$ (7 ϕ 25) $\Rightarrow p = \frac{A_{a(C)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{3436}{400 \cdot 941,8} \cdot 100 \% = 0,912 \% ;$
- $p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 \% = \frac{0,753^2}{3,2 \cdot \sqrt{0,912}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,097 \% ;$
- se verifică: $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{0,8 \cdot R_a}} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{0,912}}{0,097} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 2,54 > 2,5 ;$
- se ia $\frac{s_i}{h_o} = 2,5 \Rightarrow p_e = \frac{(\bar{Q} - \frac{\sqrt{p}}{2,5}) \cdot 50 \cdot R_t}{R_a} = \frac{(0,753 - \frac{\sqrt{0,912}}{2,5}) \cdot 50 \cdot 1,1}{210} = 0,097 < p_{e \min} = 0,1 \% ;$
- se ia $p_e = 0,1 \% ;$
- se aleg etrieri ϕ 8 cu $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$ și $n_e = 4 ;$
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{0,1 \cdot 400} = 503 \text{ mm} ;$
- se alege $a_e = 300 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 300}$

6.3.3. Bara 2 (reazem stânga).

6.3.3.1. Secțiunea A (armare cu etrieri și bare înclinate).

Se cunosc:

- $a \approx 56,25 \text{ mm} ;$ (vezi armarea longitudinală)
- $h_o = h - a = 1000 - 56,25 = 943,75 \text{ mm} ;$
- $Q = 584,3 \text{ kN} .$

Ordinea operațiilor este următoarea:

- $Q_i = A_{ai} \cdot R_{at} \cdot \sin \alpha = 982 \cdot 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707 = 166,63 \text{ kN} ;$
- $Q_{eb} = Q_A - Q_i = 584,3 - 166,63 = 417,67 \text{ kN} ;$
- $\bar{Q} = \frac{Q_{eb}}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{417,67 \cdot 10^3}{400 \cdot 943,75 \cdot 1,1} = 1,006 ;$
- $A_{a(A)} = 3927 \text{ mm}^2$ (8 ϕ 25) (barele de marcă 3, 4, 6, 8) ;
- $\Rightarrow p = \frac{A_{a(A)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{3927}{400 \cdot 943,75} \cdot 100 \% = 1,04 \% ;$
- $p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 \% = \frac{1,006^2}{3,2 \cdot \sqrt{1,04}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,162 \% > p_{e \min} = 0,1 \% ;$
- $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{0,8 \cdot R_a}} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{1,04}}{0,162} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 1,73 < 2,5 \quad \checkmark$
- $\Rightarrow p_e$ calculat anterior este corect.
- se aleg etrieri ϕ 8 cu aria secțiunii unei ramuri: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2 ;$
- se propune $n_e = 4$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier);
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{0,162 \cdot 400} = 310,5 \text{ mm} ;$
- se stabilește a_e efectivă $a_e = 300 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 300}$

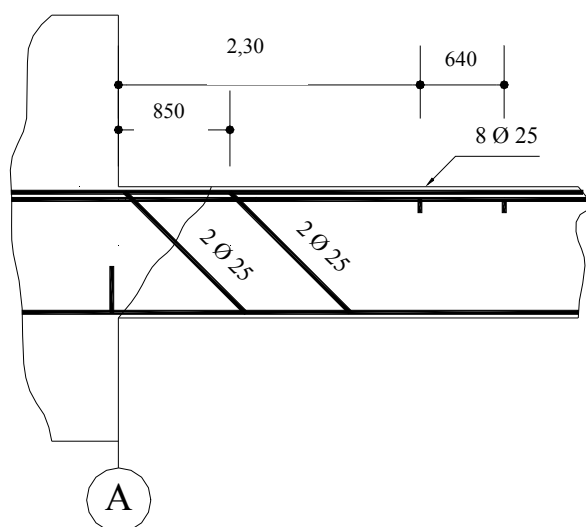


Figura 6.22. Suma ariilor barelor drepte și înclinate luate în considerare pentru calculul la forță tăietoare din secțiunea A.

6.3.3.2. Secțiunea B (armare cu etrieri și bare înclinate).

Se cunosc:

- $a \approx \frac{2 \cdot 42,5 + 4 \cdot 97,5}{6} = 79,17 \text{ mm}$;
- $h_o = h - a = 1000 - 79,17 = 920,83 \text{ mm}$;
- $Q = 548,1 \text{ kN}$.

Ordinea operațiilor este următoarea:

- $Q_i = A_{ai} \cdot R_{at} \cdot \sin \alpha = 982 \cdot 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707 = 166,63 \text{ kN}$;
 - $Q_{eb} = Q_B - Q_i = 548,1 - 166,63 = 381,47 \text{ kN}$;
 - $\bar{Q} = \frac{Q_{eb}}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{381,47 \cdot 10^3}{400 \cdot 920,83 \cdot 1,1} = 0,942$;
 - $A_{a(B)} = 2945 \text{ mm}^2$ (6 $\phi 25$) (barele de marcă 3, 4, 8);
- $\Rightarrow p = \frac{A_{a(B)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{2945}{400 \cdot 920,83} \cdot 100 \% = 0,799 \%$;
- $p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 \% = \frac{0,942^2}{3,2 \cdot \sqrt{0,799}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,162 \%$;
 - $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{0,8 \cdot R_a}} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{0,799}}{0,162} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 1,90 < 2,5 \quad \checkmark$
- $\Rightarrow p_e$ calculat anterior este corect.
- se aleg etrieri $\phi 8$ cu aria secțiunii unei ramuri: $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$;
 - se propune $n_e = 4$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier);
 - distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{0,162 \cdot 400} = 310,5 \text{ mm}$;
 - se stabilește a_e efectivă $a_e = 300 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 300}$

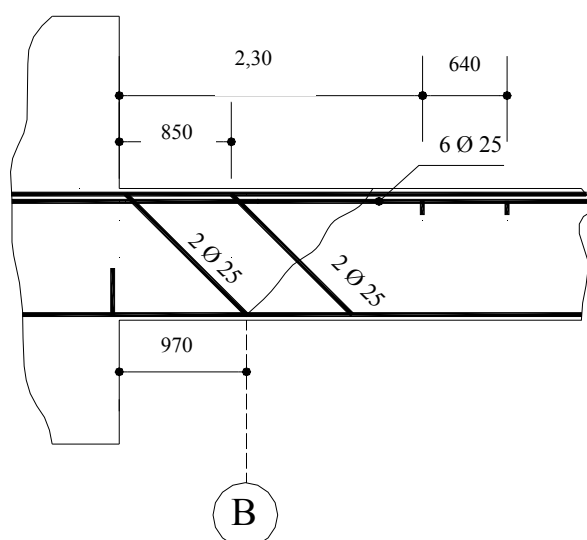


Figura 6.23. Suma ariilor barelor drepte și înclinate luate în considerare pentru calculul la forță tăietoare din secțiunea B.

6.3.3.3. Secțiunea C (armare numai cu etrieri).

Se cunosc:

- $a \approx 42,5 \text{ mm}$; (vezi armarea longitudinală)
- $h_o = h - a = 1000 - 42,5 = 957,5 \text{ mm}$
- $Q = 255,78 \text{ kN}$.

Se parcurg următoarele etape:

- $\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_o \cdot R_t} = \frac{255,78 \cdot 10^3}{400 \cdot 957,5 \cdot 1,1} = 0,607$;
- $A_{a(C)} = 2945 \text{ mm}^2$ (6 ϕ 25) $\Rightarrow p = \frac{A_{a(C)}}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = \frac{2945}{400 \cdot 957,5} \cdot 100 \% = 0,769 \%$;
- $p_e = \frac{\bar{Q}^2}{3,2 \cdot \sqrt{p}} \cdot \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 \% = \frac{0,607^2}{3,2 \cdot \sqrt{0,769}} \cdot \frac{1,10}{210} \cdot 100 \% = 0,068 \%$;
- se verifică: $\frac{s_i}{h_o} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{0,8 \cdot R_a}} = \sqrt{\frac{100 \cdot \sqrt{0,769}}{0,068} \cdot \frac{1,10}{0,8 \cdot 210}} = 2,91 > 2,5$;
- se ia $\frac{s_i}{h_o} = 2,5 \Rightarrow p_e = \frac{(\bar{Q} - \frac{\sqrt{p}}{2,5}) \cdot 50 \cdot R_t}{R_a} \% = \frac{(0,607 - \frac{\sqrt{0,769}}{2,5}) \cdot 50 \cdot 1,1}{210} \% = 0,067 \%$;
- se ia $p_e = 0,1 \%$;
- se aleg etrieri ϕ 8 cu $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$ și $n_e = 4$;
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{0,1 \cdot 400} = 503 \text{ mm}$;
- se stabilește $a_e = 300 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{\phi 8 / 300}$

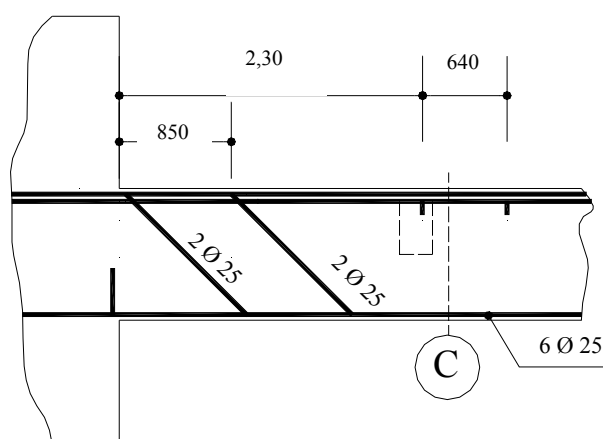


Figura 6.24. Suma ariilor barelor drepte luate în considerare pentru calculul la forță tăietoare din secțiunea C.

6.4. Calculul etrierilor de suspendare.

Deoarece grinzile secundare nu transmit încărcările aferente la stâlpi sau pereți, ci prin intermediul zonei comprimate a grinzilor principale, apare o tendință de despicare a inimii grinzii principale și de desprindere a părții inferioare a acesteia [10]. Pentru a evita astfel de cedare este necesară suspendarea încărcării aduse de grinda secundară de zona superioară a grinzii principale. În prezentul proiect această suspendare s-a realizat prin dispunerea de etrieri suplimentari dimensionați la întindere centrică pentru a prelua reacțiunea maximă a grinzii secundare. Zona în care etrierii se consideră activi se precizează în figura de mai jos.

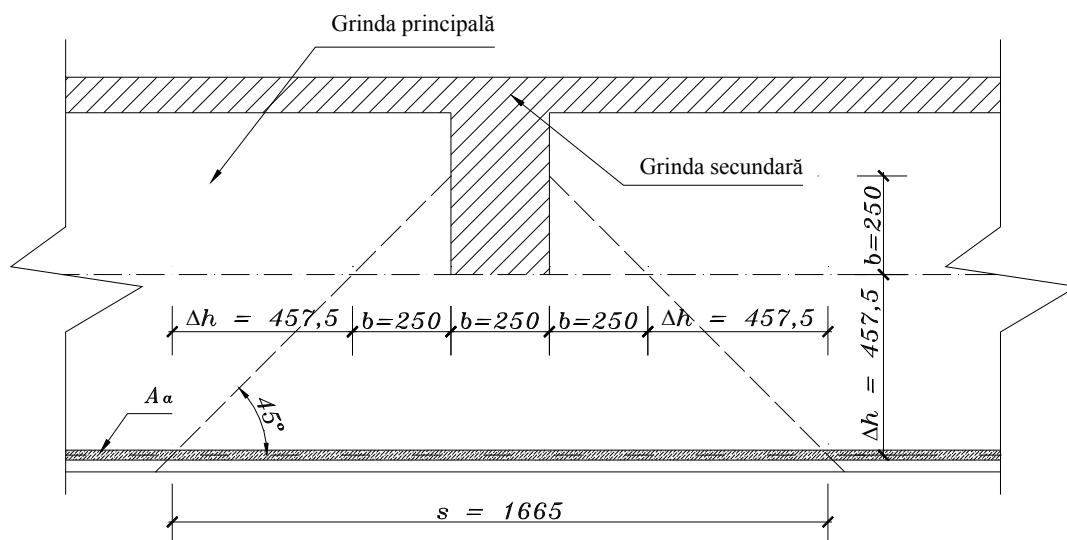


Figura 6.25. Lungimea $s = 3 \cdot b + 2 \cdot \Delta h$, pe care se dispun etrierii suplimentari.

În figura 6.19 s-au identificat 4 zone distincte în care se prevăd etrieri de suspendare. Reacțiunea maximă se determină din diagrama înfășurătoare de forță

tăietoare a grinzii principale, ca diferență dintre valorile forțele tăietoare de la stânga și dreapta unei nervuri.

6.4.1. Zona 1.

Se cunosc:

- $V \approx 246 \text{ kN}$ (reacțiunea maximă);
- $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$ (aria unei ramuri pentru etrieri $\phi 8$);
- $n_e = 4$ (numărul de brațe verticale ale unui etrier).
- $R_{at} = 168 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ (rezistența de calcul a etrierilor).

Etrierii se dimensionează la întindere centrică: $V = n_e \cdot A_e \cdot R_{at} \cdot \frac{s}{a_e}$.

$$\Rightarrow a_e = \frac{n_e \cdot A_e \cdot R_{at}}{V} \cdot s = \frac{4 \cdot 50,3 \cdot 168}{246000} \cdot 1665 = 228,78 \text{ mm}.$$

Pe zona activă de suspendare se însumează etrierii suplimentari cu cei din calculul obișnuit la forța tăietoare.

$$\frac{1}{a_e^{total}} = \frac{1}{122,98} + \frac{1}{228,78} \Rightarrow a_e^{total} = 79,98 \text{ mm}$$

Se aleg etrieri $\phi 10$ cu aria unei ramuri: $A_e = 78,5 \text{ mm}^2$. Se reface calculul la forța tăietoare din secțiunea de tip D, obținându-se etrieri **$\phi 10 / 150$** .

Pentru etrierii suplimentari se obține:

- $a_e = \frac{4 \cdot 78,5 \cdot 168}{246000} \cdot 1665 = 357 \text{ mm};$
- $\frac{1}{a_e^{total}} = \frac{1}{191,93} + \frac{1}{357} \Rightarrow a_e^{total} = 124,81 \text{ mm};$
- pe lungimea s se dispun etrieri **$\phi 10 / 100$** .

6.4.2. Zona 2.

Se cunoaște reacțiunea maximă: $V \approx 198 \text{ kN}$.

$$\Rightarrow a_e = \frac{n_e \cdot A_e \cdot R_{at}}{V} \cdot s = \frac{4 \cdot 50,3 \cdot 168}{198000} \cdot 1665 = 284,24 \text{ mm}.$$

Pe zona activă de suspendare se însumează etrierii suplimentari cu cei din calculul obișnuit la forța tăietoare.

$$\frac{1}{a_e^{total}} = \frac{1}{503} + \frac{1}{284,24} \Rightarrow a_e^{total} = 181,61 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ pe lungimea s se dispun etrieri **$\phi 8 / 150$** .

6.4.3. Zona 3.

Se cunoaște reacțiunea maximă: $V \approx 246 \text{ kN}$.

$$\Rightarrow a_e = \frac{n_e \cdot A_e \cdot R_{at}}{V} \cdot s = \frac{4 \cdot 50,3 \cdot 168}{246000} \cdot 1665 = 228,78 \text{ mm}.$$

Pe zona activă de suspendare se însumează etrierii suplimentari cu cei din calculul obișnuit la forța tăietoare.

$$\frac{1}{\alpha_e^{total}} = \frac{1}{208} + \frac{1}{228,78} \Rightarrow \alpha_e^{total} = 108,95 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ pe lungimea s se dispun etrieri $\boxed{\phi 8 / 100}$.

6.4.3. Zona 4.

Se cunoaște reacțiunea maximă: $V \approx 246 \text{ kN}$.

$$\Rightarrow \alpha_e = \frac{n_e \cdot A_e \cdot R_{at}}{V} \cdot s = \frac{4 \cdot 50,3 \cdot 168}{246000} \cdot 1665 = 228,78 \text{ mm}.$$

Pe zona activă de suspendare se însumează etrierii suplimentari cu cei din calculul obișnuit la forța tăietoare.

$$\frac{1}{\alpha_e^{total}} = \frac{1}{310,5} + \frac{1}{228,78} \Rightarrow \alpha_e^{total} = 131,7 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ pe lungimea s se dispun etrieri $\boxed{\phi 8 / 125}$

6.5. Plan cofraj și armare grindă principală.

Dispoziția armării longitudinale a grinzii se prezintă în planșa 5, unde se dau și secțiunile caracteristice ale grinzii, constituind un identificator al armăturii.

Barele de același diametru și aceeași formă se notează cu o cifră care, de obicei, se pune într-un cerc și care poartă numele de „marcă” a barei.

În planul de armare prezentat în planșa 6, mărcile $\leftarrow \dots \geq$, constituie armătura longitudinală principală de rezistență alcătuită din trei categorii de bare:

- bare drepte (de marcă $\leftarrow$ sau $\uparrow$), care sunt totdeauna în număr de cel puțin două, și anume cele de la colțurile inferioare ale secțiunii transversale a grinzii, deoarece îndeplinesc și rolul de armături de montaj;
- bare înclinate la 45° față de axa elementului (de marcă $\rightarrow$, $\downarrow$, $^\circ$ și $\pm$) care se ridică în secțiunile în care nu mai sunt necesare pentru preluare a momentului încovoietor pozitiv din câmpul grinzii;
- călăreți (denumirea provine din modul de dispunere al acestora: de o parte și de alta a reazemelor intermediare, „încălecând reazemul”), la partea superioară a grinzii (de marcă $''$ și $\geq$) care preiau momentul încovoietor negativ și care au de asemenea și rol de montaj.

Pe lângă armăturile principale de rezistență, în grindă se dispune și o armătură de montaj (marca $\times$) cu rolul de legare a etrierilor în partea lor superioară, în vederea formării unei carcase cu legături de sârmă moale. Etrierii care împreună cu barele înclinate formează armătura transversală, au forma de cadre deschise sau închise și au atât rol de rezistență cât și de montaj.

Totalitatea armăturilor din grindă formează o carcasă spațială indeformabilă ca urmare a solidarizărilor barelor între ele la intersecții.

Respectarea regulilor privind distanțele maxime între armături, a condus la adoptarea unei armări cu bare dispuse pe două rânduri. Prin modul de dispunere al armăturilor în secțiuni s-a urmărit să se realizeze o montare simplă a armăturilor, respectându-se indicațiile date la § 6.2.

Așa cum s-a arătat anterior fiecare marcă este caracterizată de forma barei, lungimea fiecărui tronson și lungimea totală a barei care constituie lungimea de tăiere a armăturii. Lungimile parțiale se determină prin relații geometrice simple, ținând seama de poziția armăturii (rândul pe care se dispune), distanța între rândurile de bare și acoperirea de beton a armăturilor. În cazul barelor longitudinale cotele se referă la distanța interioară (lumina) între ramurile etrierului.

În figura de mai jos, se exemplifică modul de calcul al lungimii zonei înclinate a unei bare aflate pe rândul doi pe reazem și pe rândul un în câmp.

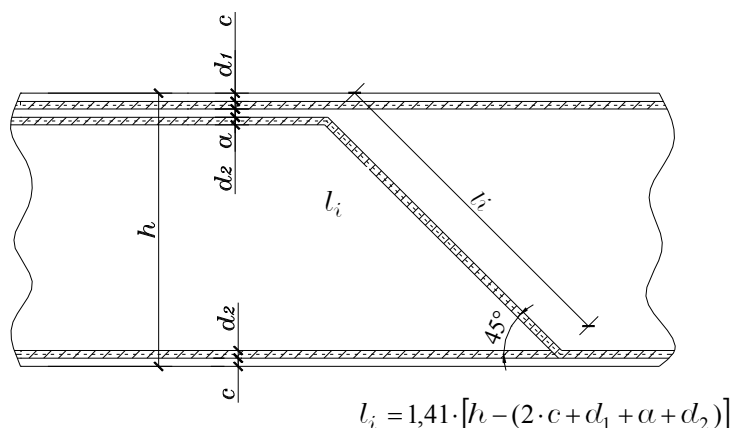


Figura 6.25. Modul de calcul a lungimii tronsonului înclinat al unei bare înclinate.

În planul de armare se vor indica și lungimile parțiale și finale ale etrierilor. Cotele care apar în dreptul fiecărui tronson al etrierului dau lungimile parțiale ale acestuia, reprezentând lumina între ramurile etrierului (figura 6.26).

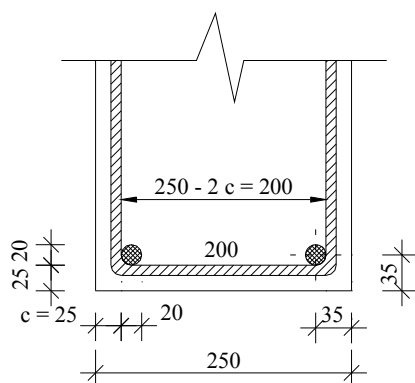


Figura 6.26. Modul de cotare al etrierului

7. DIMENSIONAREA ȘI ARMAREA STÂLPILOR

7.1. Armarea longitudinală.

Stâlpii structurii sunt solicitați la compresiune excentrică. Stâlpii având secțiunea și armarea constantă se dimensionează în secțiunea cea mai solicitată, corespunzătoare momentului încovoietor maxim. Aceasta este secțiunea aflată imediat sub grinda planșeului peste parter.

7.1.1. Stâlpul marginal (500 x 500).

Momentul încovoietor de calcul: $M = 153,86 \text{ kNm}$ (vezi figura 5.17 și tabelul 5.1)

Forța axială corespunzătoare este: $N = 925 - \frac{54,07}{2} - 28,26 \approx 870 \text{ kN}$ (vezi predimensionare)

Acoperirea cu beton de calcul se consideră: $\alpha = \alpha' = 25 + \frac{d}{2} \approx 35 \text{ mm}$. Se cunosc:

- R_c - rezistența la compresiune a betonului: $R_c = 13 \text{ N/mm}^2$ (beton Bc 25);
- R_a - rezistența la întindere a oțelului: $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ (oțel PC 52);
- h_o - înălțimea utilă: $h_o = h - \alpha = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$;
- e_a - excentricitatea adițională: $e_a = \frac{h}{30} \geq 20 \text{ mm} \Rightarrow e_a = 20 \text{ mm}$;
- M_c - momentul corectat: $M_c = M + N \cdot e_a = 153,86 + 870 \cdot 0,02 = 181,88 \text{ kNm}$.

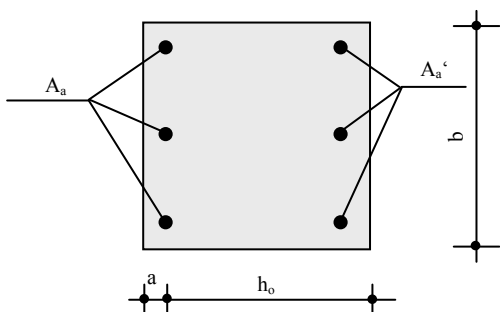


Figura 7.1. Schema de calcul a secțiunii stâlpului.

$$h_a = h_o - \alpha' = 465 - 35 = 430 \text{ mm}$$

Deoarece se consideră cazul armării simetrice $A_a = A_a'$, înălțimea zonei comprimate, x , rezultă din ecuația de proiecție pe axa barei: *)

$$x = \frac{N}{b \cdot R_c} \quad (7.1) \quad \Rightarrow x = \frac{870 \cdot 10^3}{500 \cdot 13} = 133,85 \text{ mm}.$$

Aria necesară de armătură rezultă din ecuația de momente în raport cu axul

$$\text{armăturii întinse: } A_a' = A_a = \frac{M_c + N \cdot \frac{h_a}{2} - b \cdot x \cdot R_c \cdot (h_o - \frac{x}{2})}{R_a \cdot h_a} \quad (7.2)$$

$$\Rightarrow A_a' = A_a = \frac{181,88 \cdot 10^6 + 870 \cdot 10^3 \cdot \frac{430}{2} - 500 \cdot 133,85 \cdot 13 \cdot (465 - \frac{133,85}{2})}{300 \cdot 430} = 175,15 \text{ mm}^2.$$

*) Se adoptă notațiile și modul de organizare al calculului din [8] și [10].

Procentul minim de armare pe fiecare latură a secțiunii, conform STAS 10107/0-90 este **0,10 %** (vezi și § 7.3):

$$p = \frac{A_a}{b \cdot h_o} \cdot 100 \% = 0,1 \% \quad (7.3) \quad \Rightarrow \quad A_a = \frac{0,1 \cdot 500 \cdot 465}{100} = 232,5 \text{ mm}^2.$$

Se alege: $A_a = A'_a = 515 \text{ mm}^2$ ($2 \phi 16 + 1 \phi 12$).

Aria de armătură aleasă se dispune pe toate laturile. Dispoziția barelor în secțiunea transversală este prezentată în figura 7.2.

Procentul total de armare trebuie să fie mai mare de 0,32 % (vezi § 7.3.3.).

$$p = \frac{A_{a(\text{total})}}{b \cdot h} \cdot 100 \% \quad (7.4) \quad \Rightarrow \quad p = \frac{1256}{500 \cdot 500} \cdot 100 \% = 0,50 \% > 0,32 \% \quad \checkmark$$

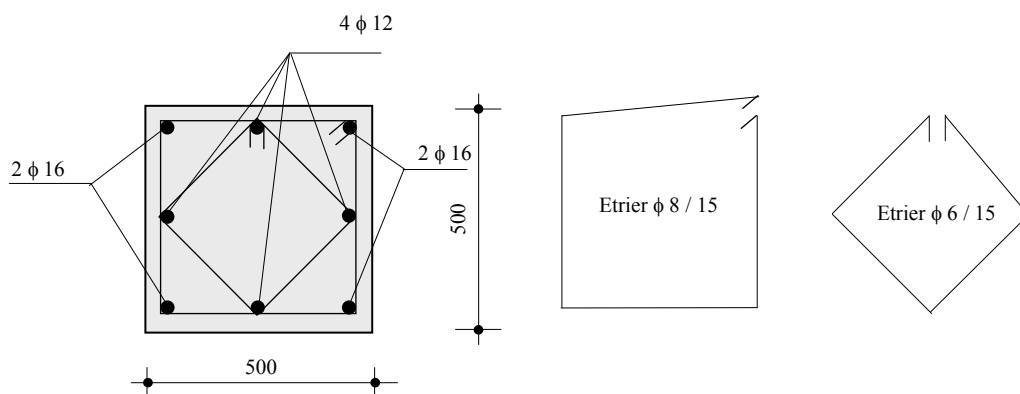


Figura 7.2. Dispoziția armăturilor longitudinale în secțiunea transversală a stâlpului marginal.

S-au adoptat armături mai groase decât cele strict rezultate din calcul, pentru a se obține o carcasă de armături mai puțin deformabilă la manipulări și montaj.

7.1.2. Stâlpul central (600 x 600).

Momentul încovoietor de calcul: $M = 201,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$. (vezi figura 5.19 și tabelul 5.1)

Forța axială corespunzătoare este: $N = 1695 - 40,69 \approx 1655 \text{ kN}$. (vezi predimensionare)

Acoperirea cu beton de calcul se consideră: $a = a' \approx 25 + \frac{d}{2} = 35 \cdot \text{mm}$. Se cunosc:

- $h_o = h - a = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$;
- $h_a = h_o - a' = 565 - 35 = 530 \text{ mm}$;
- $e_a = \frac{h}{30} \geq 20 \text{ mm} \Rightarrow e_a = 20 \text{ mm}$;
- $M_c = M + N \cdot e_a = 201,9 + 1655 \cdot 0,02 = 235 \text{ kNm}$.

Rezultă succesiv:

- $x = \frac{N}{b \cdot R_c} = \frac{1655 \cdot 10^3}{600 \cdot 13} = 212,18 \text{ mm}$;
- $A_a = A'_a = \frac{235 \cdot 10^6 + 1655 \cdot 10^3 \cdot \frac{530}{2} - 600 \cdot 212,18 \cdot 13 \cdot \left(565 - \frac{212,18}{2}\right)}{300 \cdot 530} = -540,4 \text{ mm}^2$;

Rezultă că armătura longitudinală nu este necesară, betonul simplu putând prelua solicitarea de compresiune excentrică.

$$\blacksquare \quad p = \frac{A_a}{b \cdot h_0} \cdot 100 \% = 0,1 \% \Rightarrow A_a = \frac{0,1 \cdot 600 \cdot 565}{100} = 339 \text{ mm}^2.$$

Se alege $A_a = A_a' = 628 \text{ mm}^2$ ($2 \phi 16 + 2 \phi 12$).

Aria de armătura aleasă se dispune pe toate laturile. Dispoziția barelor în secțiunea transversală este prezentată în figura 7.3.

Procentul total de armare trebuie să fie mai mare de 0,32 % (vezi § 7.3.3).

$$p = \frac{A_{a(\text{total})}}{b \cdot h} \cdot 100 \% = \frac{1709}{600 \cdot 600} \cdot 100 \% = 0,47 \% > 0,32 \% \quad \checkmark$$

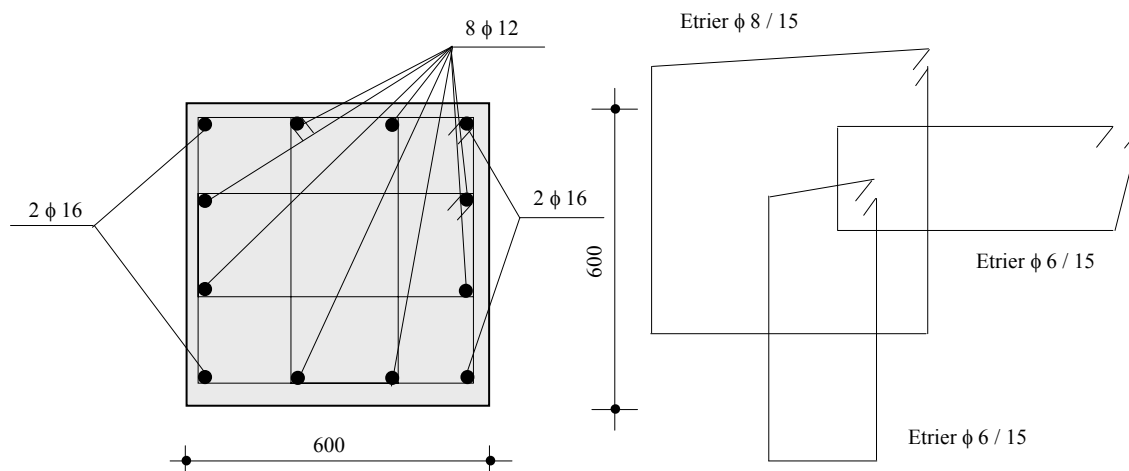


Figura 7.3. Dispoziția armăturilor longitudinale în secțiunea transversală a stâlpului central.

7.2. Armarea transversală.

7.2.1. Stâlpul marginal (500 x 500).

Se cunosc:

- R_t – rezistența la întindere a betonului: $R_t = 0,95 \text{ N/mm}^2$ (beton Bc 25);
- R_a – rezistența de calcul a armăturii: $R_a = 210 \text{ N/mm}^2$ (oțel OB 37);

La elementele comprimate excentric, rezistența de calcul a betonului la întindere, utilizată în calculul la forță tăietoare se determină astfel:

$$R_t' = R_t \cdot (1 + 0,5 \cdot n), \quad (7.5) \quad \text{unde: } n = \frac{N}{b \cdot h \cdot R_c};$$

$$\Rightarrow n = \frac{870 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 13} = 0,27 \quad \Rightarrow R_t' = 0,95 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,27) = 1,078 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}.$$

Forța tăietoare de calcul este: $Q = 79,28 \text{ kN}$. (vezi figura 5.18)

Ordinea operațiilor este următoarea: [8], [10]

$$\bullet \quad \bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_0 \cdot R_t'} = \frac{79,28 \cdot 10^3}{500 \cdot 465 \cdot 1,078} = 0,316 < 0,50 \Rightarrow \text{nu este necesar calculul etrierilor}$$

Armătura transversală se dispune constructiv. Pe direcția fiecărei laturi, procentul de armare transversală trebuie să fie $\geq 0,1\%$. Se alege un etrier perimetral $\phi 8$ ($A_e = 50,3 \text{ mm}^2$) și un etrier interior $\phi 6$ ($A_e = 28,3 \text{ mm}^2$).

- numărul de brațe verticale ale unui etrier:
$$\begin{cases} n_e = 2 & (\text{pentru etrierul perimetral}) \\ n_e = 1,41 & (\text{pentru etrierul neperimetral}) \end{cases}$$
- procentul de armare transversală: $p_e = \frac{A_e \cdot n_e}{a_e \cdot b} \cdot 100 \% \geq 0,1\%$ (7.6)
- distanța între etrieri, corespunzătoare procentului minim de armare:
$$a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot (2 \cdot 50,3 + 1,41 \cdot 28,3)}{0,1 \cdot 500} = 281 \text{ mm}$$
 (i)

Distanțele maxime admise între etrieri:

- distanța între etrieri pe înălțimea stâlpului trebuie să fie $\leq 15 \cdot d$ (d este diametrul minim al armăturilor longitudinale): $\Rightarrow a_e \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 12 = 180 \text{ mm}$; (ii)
- la stâlpi din clasa C (vezi § 7.3.1), din zona seismică F: $a_e \leq 300 \text{ mm}$. (iii)

Dictează deci condiția (ii), care conduce la cea mai mică distanță: $a_e = 150 \text{ mm}$.

7.2.2. Stâlpul central (600 x 600).

Forța tăietoare de calcul este: $Q = 97,54 \text{ kN}$. (vezi figura 5.20).

Se urmărește aceeași ordine a operațiilor ca la stâlpul marginal:

- $n = \frac{1655 \cdot 10^3}{600 \cdot 600 \cdot 13} = 0,35 \Rightarrow R_t' = 0,95 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,35) = 1,12 \frac{N}{\text{mm}^2}$
- $\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_0 \cdot R_t'} = \frac{97,54 \cdot 10^3}{600 \cdot 565 \cdot 1,12} = 0,257 < 0,50 \Rightarrow$ nu este necesar calculul etrierilor

Armătura transversală se dispune constructiv. Pe direcția fiecărei laturi, procentul de armare transversală trebuie să fie $\geq 0,1\%$. Se alege un etrier perimetral $\phi 8$ ($A_e = 50,3 \text{ mm}^2$) și un etrier interior $\phi 6$ ($A_e = 28,3 \text{ mm}^2$).

- numărul de brațe verticale ale unui etrier:
$$\begin{cases} n_e = 2 & (\text{pentru etrierul perimetral}) \\ n_e = 2 & (\text{pentru etrierii neperimetrali}) \end{cases}$$
- procentul de armare transversală: $p_e = \frac{A_e \cdot n_e}{a_e \cdot b} \cdot 100 \% \geq 0,1\%$
- distanța între etrieri $a_e \leq \frac{100 \cdot n_e \cdot A_e}{p_e \cdot b} = \frac{100 \cdot (2 \cdot 50,3 + 2 \cdot 28,3)}{0,1 \cdot 600} = 262 \text{ mm}$ (i)

Distanțele maxime admise între etrieri:

- distanța între etrieri pe înălțimea stâlpului trebuie să fie $\leq 15 \cdot d$ (d este diametrul minim al armăturilor longitudinale): $\Rightarrow a_e \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 12 = 180 \text{ mm}$; (ii)
- la stâlpi din clasa C (vezi § 7.3.1), din zona seismică F: $a_e \leq 300 \text{ mm}$. (iii)

Dictează deci condiția (ii), care conduce la cea mai mică distanță: $a_e = 150 \text{ mm}$.

7.3. Prevederi constructive pentru stâlpi.

7.3.1. Clase de stâlpi.

Prevederile prezentului paragraf se referă la stâlpii cu eforturi axiale semnificative ($n = \frac{N}{b \cdot h \cdot R_c} \geq 0,05$). În acest paragraf se prezintă, numai prevederile specifice stâlpilor neparticipanți la structuri seismice (stâlpilor din clasa C).

7.3.2. Secțiunea de beton.

Dimensiunile laturilor secțiunilor la stâlpii cu secțiunea dreptunghiulară sau de alte forme ortogonale (L, T, cruce) trebuie să fie multiplu de 50 mm. Dimensiunile minime: 250 mm pentru stâlpi monoliți și 200 mm pentru cei prefabricați cu solicitări reduse.

7.3.3. Armăturile longitudinale.

Diametrele minime: 12 mm pentru bare din PC 52 sau PC 60 și 14 mm pentru bare din OB 37. Diametrele maxime recomandate: 28 mm pentru stâlpii din beton cu agregate obișnuite.

Distanța liberă minimă între bare: 50 mm. Distanța maximă între axele barelor: 250 mm (vezi figura 7.4). Se admite armarea cu numai 4 bare dispuse la colțurile secțiunii, la stâlpi având laturile secțiunii ≤ 400 mm.

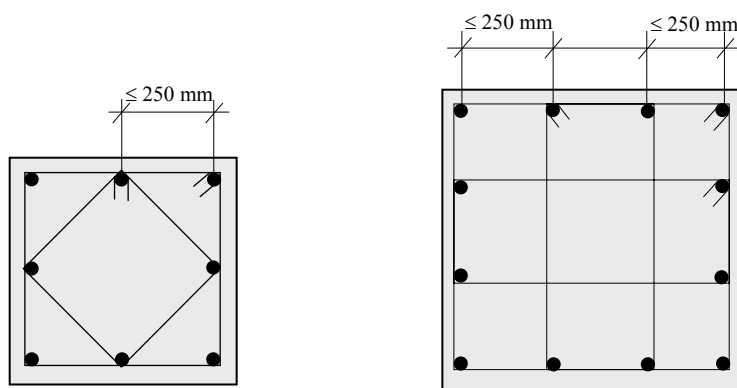


Figura 7.4. Distanțe maxime admise între axele armăturile longitudinale

Procentul total de armare longitudinală p ,

$$p = \frac{A_{a(total)}}{b \cdot h} \cdot 100 \%$$

și procente de armare pe fiecare latură trebuie să se înscrie în următoarele limite:

- procentul total de armare trebuie să nu fie, de regulă, mai mare de 2,5 %;
- procente totale de armare minime, conform tabelului 7.1;
- procentul minim de armare pe fiecare latură a secțiunii 0,20 %.

Tabelul 7.1

Felul stâlpului	Grupa de stâlp						
	A			B		C	
	Armătura longitudinală din oțel tip:						
	PC 60	PC 52	OB 37	PC 60, PC 52	OB 37	PC 60, PC 52	OB 37
	Procent total de armare minim p%						
	interior	0.50	0.60	0.80	0.50	0.60	0.40
marginal	0.60	0.70	0.90	0.60	0.70		
de colt	0.70	0.80	1.00	0.70	0.80		

În cazurile când, din motive de asigurare a rigidității necesare la deplasări laterale sau din alte motive justificate, secțiunea de beton a stâlpilor este majorată față de cea impusă de dimensionarea la compresiune excentrică, astfel încât armătura longitudinală rezultă dimensionată constructiv, procente totale de armare pot fi reduse cu 20 % față de cele minime date în tabelul 7.2, cu condiția ca procentul de armare pe fiecare latură să nu scadă sub 0,10 %.

7.3.4. Armăturile transversale.

Distanța maximă între etrieri pe înălțimea stâlpului se stabilesc, la fiecare nivel separat pentru:

- zona curentă a stâlpului;
- zonele cu etrieri îndesiți la una sau la ambele extremități.

A- *Zona curentă.* Distanța maximă între etrieri: $15 \cdot d$ (d – diametrul minim al armăturilor longitudinale), dar cel mult 200 mm la stâlpii din clasa A și cel mult 300 mm la cei din clasele B și C.

B- *Zona cu etrieri îndesiți.* Îndesirea etrierilor rezultă necesară la stâlpii neparticipanți la structuri antisismice în zonele de înădare a barelor longitudinale (de regulă, la extremitatea inferioară a stâlpului, la fiecare nivel), pentru îmbunătățirea condițiilor de transmitere a eforturilor între barele care se înădesc și preluarea solicitărilor transversale generate de necoaxialitatea lor.

C- *Înălțimile zonelor cu etrieri îndesiți.*

Pentru stâlpii din clasa C, etrierii se îndesesc pe înălțimea lungimii de suprapunere ($l_s = 40 \cdot d$). Pentru stâlpii din clasele A și B, care nu fac obiectul acestui proiect îndesirea etrierilor se face conform STAS 10107/0-90.

D- *Distanțele între etrierii îndesiți* vor respecta condițiile: $a_e \leq 8 \cdot d$ (d – diametrul minim al armăturii longitudinale), $a_e \leq h/5$ (h – dimensiunea laturii mari a secțiunii stâlpului) și $a_e \geq 100 \text{ mm}$.

Diametrul minim al etrierilor trebuie să fie $\geq 1/4$ din diametrul maxim al armăturilor longitudinale, dar cel puțin 6 mm, cu excepția diametrului etrierilor perimetrali ai stâlpilor din grupa A care trebuie să fie cel puțin 8 mm.

Necesitatea utilizării etrierilor neperimetrali se stabilește ținând seama de următoarele:

- de regulă, fiecare bară longitudinală, trebuie să fie legată de un colț de etrier sau de agrafă (figura 7.5 a). Se admite ca barele longitudinale să fie legate din două în două colțuri de etrier sau de agrafă (figura 7.5 b) dacă distanța între două ramuri consecutive ale acestora este ≤ 200 mm. La stâlpii neparticipanți la structuri antiseismice se admite să se prevadă numai etrieri perimetrali, în afara zonelor plastice potențiale, pe laturile cu mărimea ≤ 400 mm, cu trei bare pe latură;
- la stâlpii din clasa C se prevăd etrieri neperimetrali în cazurile când au peste 3 bare longitudinale pe latură, dacă mărimea laturii mari a secțiunii este > 400 mm și când au peste 4 bare longitudinale pe latură, dacă mărimea laturii mari a secțiunii ≤ 400 mm.

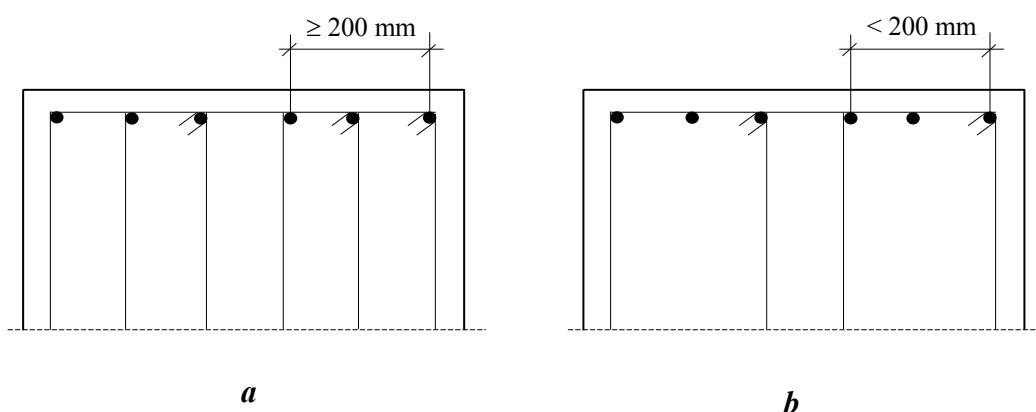


Figura 7.5. Necesitatea utilizării etrierilor neperimetrali.

Procentul de armare transversală pe direcția unei laturi b a secțiunii stâlpului se calculează cu relația:

$$p_e = \frac{A_e \cdot n_e}{a_e \cdot b} \cdot 100 \% \quad , \text{ în care:}$$

- A_e – aria secțiunii unei ramuri de etrier;
- n_e – numărul de ramuri de etrieri intersectate de un plan paralel cu latura b ;
- a_e – distanța între etrieri pe înălțimea stâlpului.

Procentul de armare transversală, p_e , pe direcția fiecărei laturi, la stâlpii din clasa C trebuie să fie $\geq 0,10 \%$.

8. DIMENSIONAREA FUNDAȚIILOR

În prezentul capitol se exemplifică calculul și dimensionarea fundațiilor corespunzătoare stâlpilor cadrului transversal din axul L, ale cărui eforturi secționale au fost determinate în capitolul 5.

Cota de fundare este $-1,50$ m față de cota $\pm 0,00$ care este cota pardoselii finite a parterului, iar stratul de fundare este constituit din nisip prăfos cu îndesare medie. Valoare presiunii convenționale de calcul corespunzătoare acestui strat este: $p_{conv} = 300 \text{ kPa}$.

8.1. Fundația stâlpului central.

8.1.1. Dimensionarea blocului de beton simplu.

Stâlpul central are secțiunea de 600×600 , iar la baza sa acționează o forță axială de calcul $N = 1695 \text{ kN}$ (vezi predimensionare) și un moment încovoietor $M = 118,5 \text{ kN}$

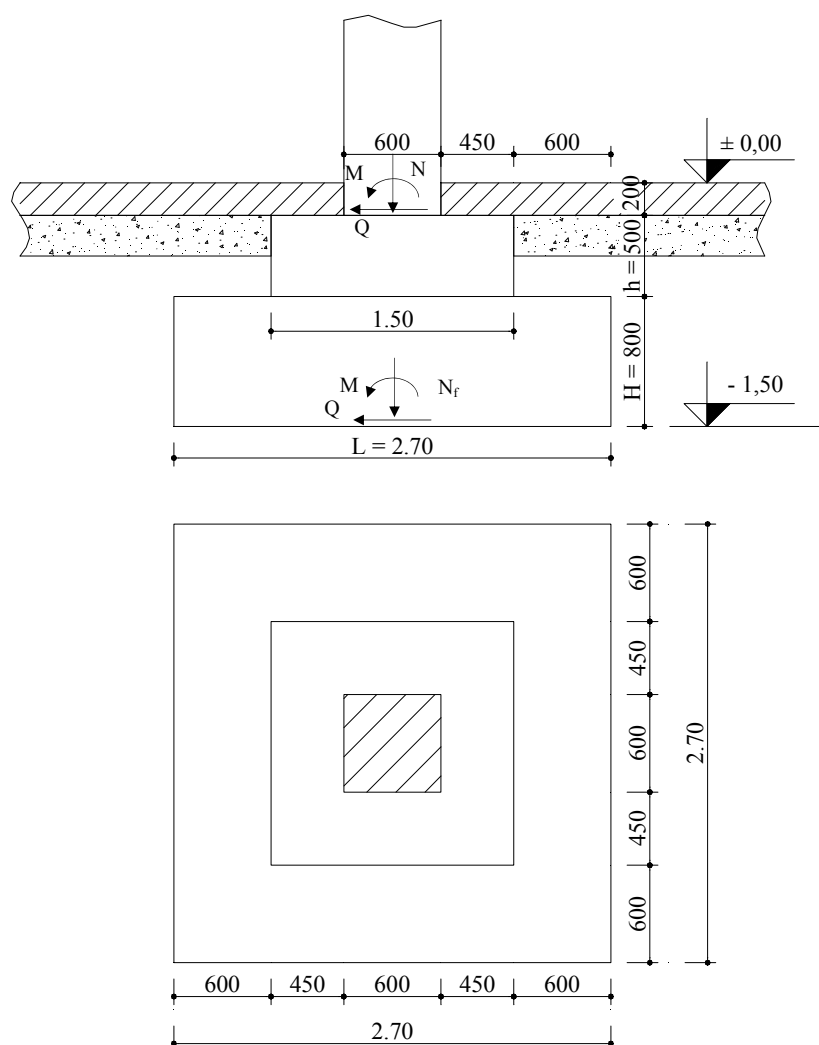


Figura 8.1. Fundația stâlpului central.

(vezi figura 5.19). Dimensiunile cuzinetului și ale blocului de beton simplu se cunosc din faza de predimensionare (vezi figura 8.1).

Considerând coeficientul de încărcare $n=1,2$ și greutatea volumică medie normală a betonului din fundație și a umpluturii $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$, se calculează greutatea proprie a fundației.

$$G_f = 1,2 \cdot 2,70 \cdot 2,70 \cdot 1,50 \cdot 20 = 262,44 \text{ kN} \approx 263 \text{ kN}$$

Încărcarea totală transmisă pe teren rezultă:

$$N_f = N + G_f = 1695 + 263 = 1958 \text{ kN}.$$

Momentul încovoietor la nivelul tălpii fundației:

$$M_f = M + Q \cdot (H + h) = 118,5 + 97,54 \cdot (0,8 + 0,5) = 245,3 \cdot kN.$$

Relațiile de verificare, la solicitări excentrice după o direcție, pentru dimensiunile fundației sunt:

$$\blacksquare \quad p_{1,2} = \frac{N + G_f}{S} \pm \frac{M_f}{W} = \frac{N + G_f}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L}\right) \Rightarrow \begin{cases} p_1 = p_{ef}^{\max} \leq 1,2 \cdot p_{conv} \\ p_2 = p_{ef}^{\min} \geq 0 \text{ (recomandabil)} \end{cases} \quad (8.1)$$

$$\bullet \quad p_{ef} = \frac{p_1 + p_2}{2} = \frac{N + G_f}{S} = \frac{N + G_f}{L \cdot B} \leq p_{conv}$$

□ S – suprafața tălpii fundației, L fiind dimensiunea pe direcția de acțiune a momentului încovoietor, iar B dimensiunea pe direcția normală;

□ N – încărcarea axială de calcul transmisă de stâlp și provenită din gruparea fundamentală;

□ G_f – greutatea proprie de calcul a fundației și a pământului de umplură;

□ M – momentul de încovoiere la nivelul fundației, rezultat din încărcările de calcul din gruparea fundamentală;

□ W – modulul de rezistență în direcția solicitării M_f ($W = \frac{L^2 \cdot B}{6}$);

□ e – excentricitatea în direcția solicitării M_f ($e = \frac{M_f}{N + G_f}$).

Presiunea medie efectivă pe teren rezultă:

$$p_{ef}^{med} = \frac{N}{L \cdot B} = \frac{1958}{2,70 \cdot 2,70} = 268,6 \frac{kN}{m^2} = 268,6 \text{ kPa} \leq 300 \text{ kPa}$$

Excentricitatea încărcării este: $e = \frac{M_f}{N_f} = \frac{245,3}{1958} = 0,12 \text{ m}.$

Valorile presiunilor efective pe teren la extremitățile fundației rezultă:

$$p_{1,2} = \frac{1958}{2,70 \cdot 2,70} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,12}{2,7}\right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_1 = p_{ef}^{\max} = 340,2 \frac{kN}{m^2} = 340,2 \text{ kPa} < 1,2 \cdot p_{conv} = 360 \text{ kPa} \\ p_2 = p_{ef}^{\min} = 196,96 \frac{kN}{m^2} \approx 197 \text{ kPa} > 0 \end{cases}$$

Condiția (8.1) de nedepășire a presiunilor convenționale de calcul, este îndeplinită și în consecință dimensiunile impuse blocului de fundație corespund.

8.1.2. Dimensionarea cuzinetului.

Greutatea cuzinetului este:

$$G_c = n \cdot b \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{\text{beton}} = 1,2 \cdot 1,50 \cdot 1,50 \cdot 0,5 \cdot 25 \approx 34 \text{ kN}.$$

Încărcarea totală transmisă blocului de beton simplu este:

$$N_c = N + G_c = 1958 + 34 = 1729 \text{ kN}$$

Excentricitatea corespunzătoare acestei încărcări este:

$$e_1 = \frac{M_c}{N_c} = \frac{M + Q \cdot h}{N_c} = \frac{167,27}{1729} = 0,096 \text{ m}.$$

Valorile extreme ale tensiunilor (presiunilor) la nivelul tălpii cuzinetului se calculează astfel:

$$p_{1,2} = \frac{1729}{1,50 \cdot 1,50} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,096}{1,50}\right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1063,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < R_c = 6,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \sigma_2 = 473,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > 0 \end{cases} \quad (\text{beton Bc 10})$$

Având în vedere că nu apar eforturi unitare de întindere între cuzinet și blocul de beton simplu, nu se efectuează calculul armăturii de ancoraj, dispunându-se constructiv câte 2 bare ϕ 10 pe fiecare direcție.

8.1.3. Armarea cuzinetului.

Pentru determinarea armăturii din talpa cuzinetului se recalculează presiunile, fără greutatea proprie a cuzinetului G_c , obținându-se:

$$e_1 = \frac{M_c}{N_c} = \frac{167,27}{1695} = 0,097 \text{ m}$$

$$p_{1,2} = \frac{1695}{1,50 \cdot 1,50} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,097}{1,50}\right) \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 1046 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ p_2 = 461 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

Pentru calculul armăturii din cuzinet se încarcă talpa cuzinetului cu diagrama de presiuni pe teren provenită din încărcările exterioare, considerată ca reacțiune. Talpa cuzinetului se descompune în patru console, delimitate de conturul fundației și de patru drepte, duse din colțurile secțiunii stâlpului, care includ cu laturile acestuia unghiuri de 45° . Cele patru console se consideră încastrate în secțiunile de la marginea stâlpului, momentele încovoietoare date de reacțiunile terenului calculându-se în aceste secțiuni.

Pentru cuzinetul de formă pătrată, sub un stâlp cu secțiune pătrată solicitat la sarcini excentrice după o direcție, momentele încovoietoare, cu ajutorul cărora se calculează armătura din talpa fundației după cele două direcții, se pot determina cu formulele (8.2) de mai jos (vezi și figura 8.2):

$$\begin{cases} M_1 = \frac{B_c \cdot l_x^2}{6} \cdot (2 \cdot p_1 + p_0) - \frac{l_x^3}{6} \cdot (p_1 + p_0) \\ M_2 = \frac{p_{med} \cdot l_y^2}{6} \cdot (2 \cdot B_c + b) \end{cases}, \text{ în care:} \quad (8.2)$$

□ l_x, l_y – distanțele de la secțiunile de calcul până la marginea cuzinetului;

□ $p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2} = \frac{N}{B_c^2}$; (8.3)

□ $p_0 = p_2 + \frac{B_c - l_x}{B_c} \cdot (p_1 - p_2)$. (8.4)

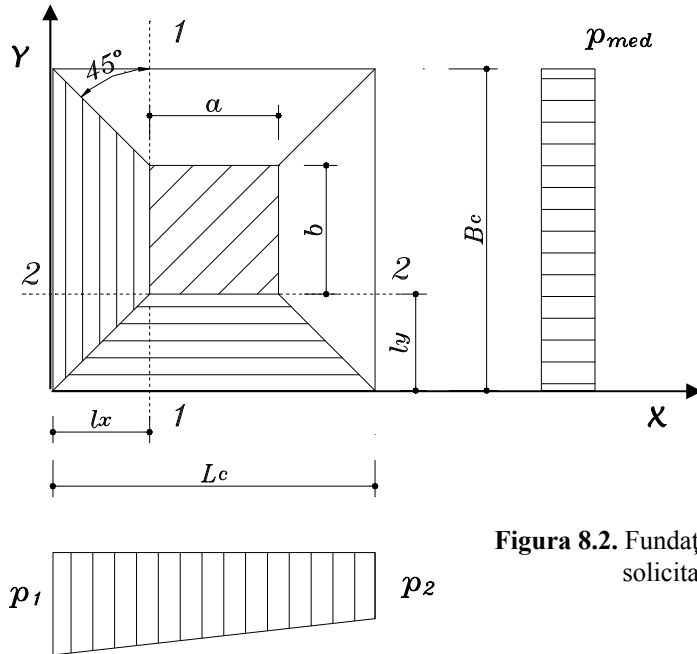


Figura 8.2. Fundație pătrată sub stâlp cu secțiune pătrată solicitat la sarcini excentrice după o direcție.

Așadar: $p_{med} = \frac{1046 + 461}{2} \approx 754 \frac{kN}{m^2}$;

$$p_0 = 461 + \frac{1,50 - 0,45}{1,50} \cdot (1046 - 461) \approx 870,5 \frac{kN}{m^2} ;$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = \frac{1,50 \cdot 0,45^2}{6} \cdot (2 \cdot 1046 + 870,5) - \frac{0,45^3}{6} \cdot (1046 + 870,5) = 120,9 \text{ kNm} \\ M_2 = \frac{754 \cdot 0,45^2}{6} \cdot (2 \cdot 1,50 + 0,60) = 91,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Înălțimile utile ale secțiunii de beton a cuzinetului rezultă:

$$h_{0x} = h - a - \frac{d}{2} = 500 - 35 - \frac{10}{2} = 460 \text{ mm}$$

$$h_{0y} = h - a - \frac{d}{2} = 500 - 40 - \frac{10}{2} = 455 \text{ mm}$$

Aria de armătură pe direcția x este:

$$A_{ax} = \frac{M_1}{0,875 \cdot h_{0x} \cdot R_a} = \frac{120,9 \cdot 10^6}{0,875 \cdot 460 \cdot 300} = 1001 \text{ mm}^2$$

Numărul de bare în direcția x rezultă: $n_x = \frac{1500}{100 \dots 250} = 6 \dots 16$ bare. Se aleg 13 bare

φ 10 cu aria $A_a = 1021 \text{ mm}^2$. Procentul de armare rezultă:

$$p \% = \frac{1021}{460 \cdot 1500} \cdot 100 \% \approx 0,15 \% > p_{\min} \% = 0,05 \%$$

Aria de armătură pe direcția y este:

$$A_{ay} = \frac{M_2}{0,875 \cdot h_{0y} \cdot R_a} = \frac{91,61 \cdot 10^6}{0,875 \cdot 455 \cdot 300} = 767 \text{ mm}^2$$

Numărul de bare în direcția y rezultă: $n_y = \frac{1500}{100 \dots 250} = 6 \dots 16$ bare. Se aleg 10 bare $\phi 10$ cu aria $A_a = 785 \text{ mm}^2$. Procentul de armare rezultă:

$$p \% = \frac{785}{455 \cdot 1500} \cdot 100 \% = 0,115 \% > p_{\min} \% = 0,05 \%$$

8.2. Fundația stâlpului marginal.

Stâlpul marginal are secțiunea de 500 x 500, iar la baza sa acționează o forță axială de calcul $N = 925 \text{ kN}$ și un moment încovoietor $M = 96 \text{ kNm}$ (vezi figura 5.17). Dimensiunile cuzinetului și ale blocului de beton simplu se cunosc din faza de predimensionare.

8.2.1. Dimensionarea blocului de beton simplu.

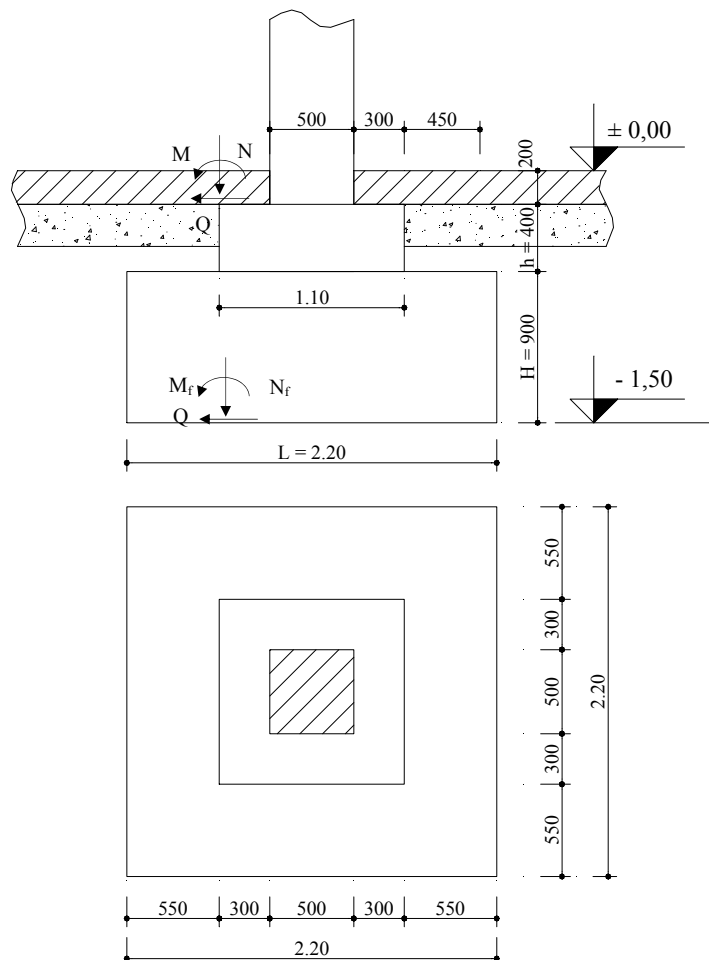


Figura 8.3. Fundația stâlpului marginal.

Cunoscând $n = 1,2$ și greutatea volumică medie normală a betonului din fundație și a umpluturii $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$, se calculează greutatea proprie a fundației:

$$G_f = 1,2 \cdot 2,00 \cdot 2,00 \cdot 1,50 \cdot 20 = 144 \text{ kN}.$$

Încărcarea totală transmisă pe teren rezultă:

$$N_f = N + G_f = 925 + 144 = 1069 \text{ kN}$$

Momentul încovoietor la nivelul tălpii fundației:

$$M_f = M + Q \cdot (H + h) = 96 + 79,28 \cdot (0,9 + 0,4) = 199 \text{ kN}.$$

Relațiile de verificare, la solicitări excentrice după o direcție, pentru dimensiunile fundației sunt cele din relațiile (8.1).

Presiunea medie efectivă pe teren rezultă:

$$p_{ef}^{med} = \frac{1069}{2,00 \cdot 2,00} = 267,2 \frac{kN}{m^2} = 267,2 \text{ kPa} \leq 300 \text{ kPa}$$

Excentricitatea încărcării este: $e = \frac{M_f}{N_f} = \frac{199}{1079} = 0,19 \text{ m}.$

Valorile presiunilor efective pe teren la extremitățile fundației rezultă:

$$p_{1,2} = \frac{1069}{2,00 \cdot 2,00} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,19}{2,0}\right) \Rightarrow \begin{cases} p_1 = p_{ef}^{max} = 419,6 \frac{kN}{m^2} = 419,6 \text{ kPa} > 1,2 \cdot p_{conv} = 360 \text{ kPa} \\ p_2 = p_{ef}^{min} = 114,9 \frac{kN}{m^2} \approx 115 \text{ kPa} > 0 \end{cases}$$

Condițiile (8.1) nefiind verificate se măresc laturile blocului de beton simplu de la 2,00 m până la 2,20 m (vezi figura 8.3), dimensiune ce verifică (8.1).

$$p_{1,2} = \frac{1069}{2,20 \cdot 2,20} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,19}{2,20}\right) \Rightarrow \begin{cases} p_1 = p_{ef}^{max} = 335,3 \text{ kPa} < 1,2 \cdot p_{conv} = 360 \text{ kPa} \\ p_2 = p_{ef}^{min} = 106,4 \text{ kPa} > 0 \end{cases}$$

Condiția (8.1) de nedepășire a presiunilor convenționale de calcul, este îndeplinită și în consecință dimensiunile impuse blocului de fundație corespund.

8.2.2. Dimensionarea cuzinetului.

Greutatea cuzinetului este:

$$G_c = n \cdot b \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{beton} = 1,2 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 0,4 \cdot 25 \approx 14,5 \text{ kN}.$$

Încărcarea totală transmisă blocului de beton simplu este:

$$N_c = N + G_c = 925 + 14,5 \approx 940 \text{ kN}$$

Excentricitatea corespunzătoare acestei încărcări este:

$$e = \frac{M + Q \cdot h}{N_c} = \frac{96 + 79,28 \cdot 0,4}{940} = \frac{127,7}{940} = 0,135 \text{ m}.$$

Valorile extreme ale tensiunilor (presiunilor) la nivelul tălpii cuzinetului se calculează astfel:

$$p_{1,2} = \frac{940}{1,10 \cdot 1,10} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,135}{1,10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1349 \frac{kN}{m^2} = 1,35 \frac{N}{mm^2} < R_c = 6,5 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_2 = 205 \frac{kN}{m^2} > 0 \end{cases} \quad (\text{beton Bc 10})$$

Având în vedere că un apar eforturi unitare de întindere între cuzinet și blocul de beton simplu, nu se efectuează calculul armăturii de ancoraj, dispunându-se constructiv câte 2 bare ϕ 10 pe fiecare direcție.

8.2.3. Armarea cuzinetului.

Pentru determinarea armăturii din talpa cuzinetului se recalculează presiunile, fără greutatea proprie a cuzinetului G_c , obținându-se:

$$e = \frac{M + Q \cdot h}{N} = \frac{127,7}{925} = 0,138 \text{ m}$$

$$p_{1,2} = \frac{925}{1,10 \cdot 1,10} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,138}{1,10}\right) \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 1340 \frac{kN}{m^2} \\ p_2 = 189 \frac{kN}{m^2} \end{cases}$$

Calculul momentelor încovoietoare care apar în cuzinet, datorită reacțiunii blocului de beton simplu se efectuează utilizând relațiile (8.1), (8.3) și (8.4)

$$\text{Așadar: } p_{med} = \frac{1340 + 189}{2} = 765 \frac{kN}{m^2};$$

$$p_o = 189 + \frac{1,10 - 0,30}{1,10} \cdot (1340 - 189) = 1026 \frac{kN}{m^2};$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = \frac{1,10 \cdot 0,30^2}{6} \cdot (2 \cdot 1340 + 1026) - \frac{0,30^3}{6} \cdot (1340 + 1026) = 50,5 \text{ kNm} \\ M_2 = \frac{765 \cdot 0,30^2}{6} \cdot (2 \cdot 1,10 + 0,50) = 31 \text{ kNm} \end{cases}$$

Înălțimile utile ale secțiunii de beton a cuzinetului rezultă:

$$h_{0x} = h - a - \frac{d}{2} = 400 - 35 - \frac{10}{2} = 360 \text{ mm}$$

$$h_{0y} = h - a - \frac{d}{2} = 400 - 40 - \frac{10}{2} = 355 \text{ mm}$$

Aria de armătură pe direcția x este:

$$A_{ax} = \frac{M_1}{0,875 \cdot h_{0x} \cdot R_a} = \frac{50,5 \cdot 10^6}{0,875 \cdot 360 \cdot 300} = 534 \text{ mm}^2.$$

Numărul de bare în direcția x rezultă: $n_x = \frac{1100}{100 \dots 250} = 5 \dots 11$ bare. Se aleg 7 bare ϕ 10 cu aria $A_a = 550 \text{ mm}^2$. Procentul de armare rezultă:

$$p \% = \frac{550}{360 \cdot 1100} \cdot 100 \% = 0,14 \% > p_{\min} \% = 0,05 \%$$

Aria de armătură pe direcția y este:

$$A_{ay} = \frac{M_2}{0,875 \cdot h_{0y} \cdot R_a} = \frac{31 \cdot 10^6}{0,875 \cdot 355 \cdot 300} = 333 \text{ mm}^2.$$

Numărul de bare în direcția y rezultă: $n_y = \frac{1100}{100 \dots 250} = 5 \dots 11$ bare. Se aleg 5 bare ϕ 10 cu aria $A_a = 393 \text{ mm}^2$. Procentul de armare rezultă:

$$p \% = \frac{393}{355 \cdot 1100} \cdot 100 \% = 0,10 \% > p_{\min} \% = 0,05 \%$$

8.3. Prevederi constructive.

Cele mai importante prevederi constructive pentru alcătuirea fundațiilor izolate sub stâlpi au fost prezentate § 2.6. O parte din ele se detaliază în continuare odată cu prezentarea altora.

Blocul de beton simplu poate fi alcătuit din 1...3 trepte, astfel alese încât să asigure o repartitie corespunzătoare a presiunilor pe teren. Clasa betonului din blocul de fundație trebuie să fie cel puțin Bc 3.5, în cazul când cuzinetul nu este ancorat în bloc și cel puțin Bc 7.5, când este ancorat.

Înălțimea H a fundației trebuie aleasă în așa fel, încât să asigure o rigiditate suficientă a fundației în raport cu terenul de fundare, pentru a putea considera repartizarea plan liniară a presiunilor efective pe teren. Această rigiditate se asigură prin respectarea valorilor minime pentru $tg\alpha$ din tabelul 8.1:

$$tg\alpha = \frac{H_i}{L_i} \geq (tg\alpha)_{\min} \quad (8.5)$$

- H_i – înălțimea blocului de fundație sau a unei trepte;
- L_i – deschiderea în consolă a blocului de fundație sau a unei trepte.

Înălțimea totală H a blocului de fundație cu o singură treaptă va fi de cel puțin 400 mm. Dacă blocul este format din două sau trei trepte înălțimile fiecărei trepte vor fi de cel puțin 300 mm.

Tabelul 8.1.

Presiunea maximă pe teren	Valori minime ale lui $tg\alpha$ pentru beton de clasa		
[kPa]	Bc 3,5	Bc 5	Bc 7,5
200	1,30	1,20	1,10
250	1,50	1,30	1,20
300	1,60	1,40	1,30
350	1,70	1,50	1,40
400	1,80	1,60	1,50
600	-	-	1,60

Dimensiunile în plan ale cuzinetului (L_c, B_c) se aleg pe considerente economice, cu satisfacerea următoarelor valori ale raportului L_c / L , respectiv B_c / B :

- $\frac{L_c}{L} = 0,55 \dots 0,65$ pentru blocul cu o singură treaptă;
- $\frac{L_c}{L} = 0,40 \dots 0,50$ pentru blocul cu 2 - 3 trepte.

Înălțimea h a cuzinetului, care nu va fi mai mică de 300 mm trebuie să satisfacă condițiile:

- $tg\beta = \frac{h}{l} > \frac{2}{3}$;
- $\frac{h}{L_c} > 0,25$.

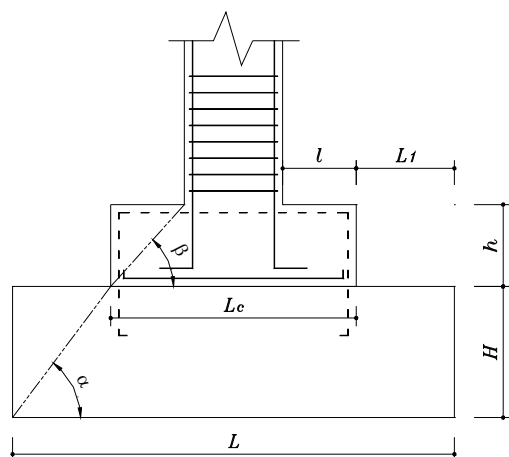


Figura 8.4. Fundație izolată cu bloc din beton simplu și cuzinet din beton armat.

Dacă $tg\beta = \frac{h}{l} \geq 1$, nu mai este necesară verificarea la forță tăietoare.

Betonul utilizat în cuzinet trebuie să aibă clasa minim Bc 7.5 și până la clasa betonului din stâlp. Cuzinetul se armează la partea inferioară cu o plasă alcătuită din bare dispuse paralel cu laturile pe cele două direcții. Distanța maximă dintre bare este 25 cm, iar procentul de minim de armare, pe fiecare direcție, are valoarea 0,05 %.

În cazul în care din unele ipoteze de încărcare, apar eforturi unitare de întindere între cuzinet și blocul de fundație, dar zona activă a tălpii cuzinetului reprezintă cel puțin 80 % din aria totală a acesteia, calculul armăturii de ancorare a cuzinetului în blocul de beton simplu nu este necesar.

Dacă însă zona activă rezultă între 70...80 % din aria totală a tălpii cuzinetului, acesta va fi ancorat în blocul de beton simplu prin armături capabile să preia rezultanta eforturilor unitare de întindere. Armăturile de ancorare se dimensionează considerând secțiunea de la baza cuzinetului ca fiind o secțiune din beton armat solicitată la compresiune excentrică și introducând în calcul rezistențele de calcul ale betonului simplu din blocul de fundație.

VALORILE LĂȚIMII ACTIVE A TĂLPII COMPRIMATE LA SECȚIUNI ÎN FORMĂ DE T

A1. Lățimea activă b_p a tălpii, care se ia în considerare în calculul elementelor cu secțiunea în formă de T, cu placa în zona comprimată, este egală cu lățimea reală a plăcii, dar cel mult lățimea care rezultă adăugând la lățimea b a inimii de fiecare parte $\Delta_p = l_c / 6$ (figura 1), în care l_c este distanța între două secțiuni consecutive de moment încovoietor nul și care se poate determina după cum urmează (vezi figura 2):

- pentru grinzi simplu rezemate: $l_c = l$;
- pentru grinzi încastrate la un capăt și simplu rezemate la celălalt capăt: $l_c = 0,8 l$
- pentru grinzi dublu încastrate: $l_c = 0,5 l$;
- pentru grinzi continue:
 - în deschiderile marginale: $l_c = 0,8 l$;
 - în deschiderile interioare: $l_c = 0,6 l$, unde l este deschiderea de calcul.

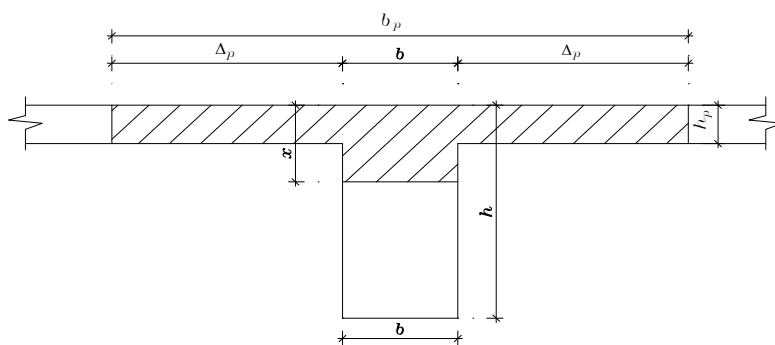


Figura 1. Stabilirea lățimii active a plăcii

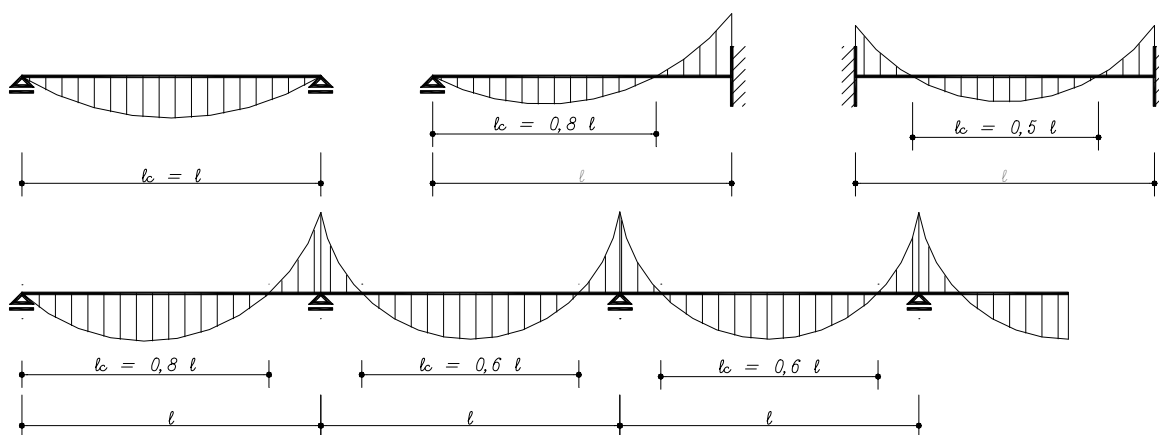


Figura 2. Distanța l_c între punctele de moment nul ale grinzii.

Trebuie să se mai respecte și condițiile:

a). Pentru grinzi independente, la care talpa comprimată iese în consolă față de inimă (cum sunt grinzi prefabricate care nu fac parte dintr-un planșeu):

- dacă $h_p/h \geq 0,10$, atunci: $\Delta_p \leq 6 \cdot h_p$;
- dacă $0,05 \leq h_p/h < 0,10$, atunci: $\Delta_p \leq 3 \cdot h_p$;
- dacă $h_p/h < 0,05$, atunci: $\Delta_p = 0$.



Figura 3. Grinzi independente sau cu placa în consolă.

b). Pentru grinzi făcând parte din planșee, nerigidizate prin nervuri transversale sau la care distanța între aceste nervuri este mai mare decât distanța între grinzi longitudinale, d :

- dacă $h_p/h < 0,10$, atunci: $\Delta_p \leq 6 \cdot h_p$;
- dacă $h_p/h \geq 0,10$, atunci Δ_p nu se plafonează prin alte

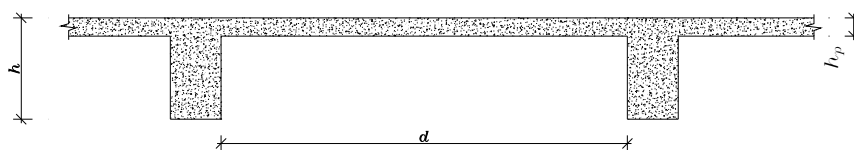


Figura 4. Grinzi de planșee nerigidizate.

c). Pentru grinzi făcând parte din planșee, rigidizate prin nervuri transversale la distanțe d :

- $\Delta_p \leq$ jumătate din lumina liberă a plăcii între nervurile transversale;
- $\Delta_p \geq 6 \cdot h_p$.

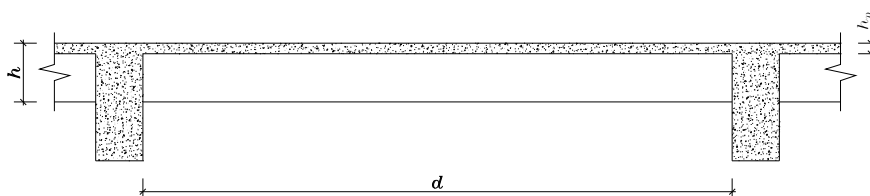


Figura 5. Grinzi de planșee rigidizate.

Lăţimea reală a plăcii se determină astfel (vezi figura 6):

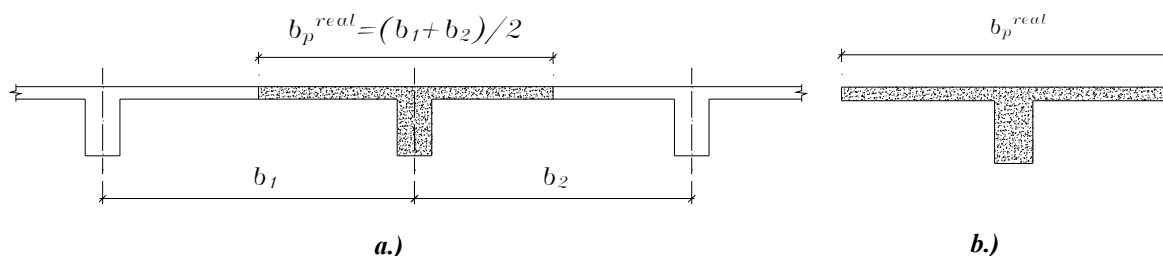


Figura 6. Lăţimea reală a plăcii: a.) pentru grinzi făcând parte din planşee;
b.) pentru grinzi independente sau cu placa în consolă.

În cazurile când placa este prevăzută cu vute, la valorile Δ_p determinate conform punctelor a, b, c de mai sus se adaugă lăţimea teoretică a vutei b_v (figura 7), având mărimea ce mai mică dintre valorile b_v şi $3 h_v$.

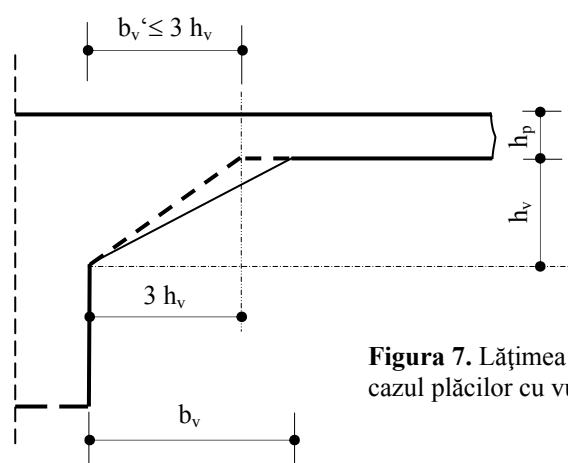


Figura 7. Lăţimea activă a tălpii comprimate în cazul plăcilor cu vute.

A.2. În cazuri speciale (elemente cu deschideri mari) pot fi utilizate metode mai exacte pentru determinarea lăţimii active b_p , cu luarea în considerare a deformabilităţii plăcii.

Observaţie. În cazurile curente de grinzi de planşee la care axa neutră intră în placă la verificarea rezistenţei, se permite să se ia în considerare în toate cazurile valorile de la grinzile independente.

GRINDA CONTINUĂ CU 5 DESCHIDERI EGALE, încărcată cu sarcini uniforme distribuite permanente și temporare

Grinda se socotește împărțită în 50 de părți egale, reazemele grinzii fiind în dreptul secțiunilor 0, 10, 20, 30, 40 și 50.

Tabelul 1 dă valoarea momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare maxime și minime în fiecare zecime a fiecărei deschideri, pentru sarcinile uniforme distribuite permanente (g) și temporare (p). Grinda fiind simetrică, tabelul se oprește la secțiunea 25 (jumătatea grinzii).

Se dau de asemenea reacțiunile maxime și minime V_0 , V_{10} și V_{20} (în dreptul secțiunilor 0, 10 și 20), precum și distanțele punctelor fixe.

Pentru determinarea valorilor momentelor încovoietoare se folosesc relațiile:

$$M_{\max} = (a \cdot g + b \cdot p) \cdot \ell^2$$

$$M_{\min} = (a \cdot g + c \cdot p) \cdot \ell^2$$

Pentru determinarea valorilor forțelor tăietoare se folosesc relațiile:

$$Q_{\max} = (\alpha \cdot g + \beta \cdot p) \cdot \ell$$

$$Q_{\min} = (\alpha \cdot g + \gamma \cdot p) \cdot \ell, \text{ unde: } \ell_1 = \ell_2 = \ell_3 = \ell_4 = \ell_5 = \ell$$

Secțiunea	Momente încovoietoare			Forțe tăietoare		
	Influența lui g		Influența lui p	Influența lui g		Influența lui p
	a	b	c	α	β	γ
0	0,000	0,000	0,000	0,395	0,447	-0,053
1	0,034	0,040	-0,005	0,295	0,354	-0,059
2	0,059	0,069	-0,010	0,195	0,273	-0,078
3	0,073	0,089	-0,016	0,095	0,204	-0,109
4	0,078	0,099	-0,021	-0,005	0,147	-0,152
5	0,072	0,099	-0,026	-0,105	0,102	-0,207
6	0,057	0,088	-0,032	-0,205	0,067	-0,272
7	0,031	0,068	-0,037	-0,305	0,042	-0,347
8	-0,004	0,038	-0,042	-0,405	0,026	-0,431
9	-0,050	0,018	-0,068	-0,505	0,017	-0,522
10	-0,105	0,014	-0,120	-0,605	0,014	-0,620
10	-0,105	0,014	-0,120	0,526	0,598	-0,072
11	-0,058	0,014	-0,072	0,426	0,502	-0,075
12	-0,020	0,030	-0,050	0,326	0,414	-0,088
13	0,008	0,056	-0,049	0,226	0,336	-0,110
14	0,025	0,073	-0,047	0,126	0,270	-0,143
15	0,033	0,079	-0,046	0,026	0,215	-0,188
16	0,030	0,075	-0,045	-0,074	0,171	-0,245
17	0,018	0,062	-0,043	-0,174	0,139	-0,318
18	-0,004	0,039	-0,043	-0,274	0,118	-0,392
19	-0,037	0,028	-0,065	-0,374	0,106	-0,480
20	-0,079	0,032	-0,111	-0,474	0,103	-0,577
20	-0,079	0,032	-0,111	0,500	0,591	-0,091
21	-0,034	0,290	-0,063	0,400	0,494	-0,094
22	0,001	0,042	-0,040	0,300	0,406	-0,106
23	0,026	0,065	-0,039	0,200	0,328	-0,128
24	0,041	0,080	-0,039	0,100	0,260	-0,160
25	0,046	0,085	-0,039	0,000	0,204	-0,204

Reacțiuni:

$$V_{0\max} = 0,395 \cdot g \cdot \ell + 0,447 \cdot p \cdot \ell$$

$$V_{0\min} = 0,395 \cdot g \cdot \ell - 0,053 \cdot p \cdot \ell$$

$$V_{10\max} = 1,132 \cdot g \cdot \ell + 1,218 \cdot p \cdot \ell$$

$$V_{10\min} = 1,132 \cdot g \cdot \ell - 0,086 \cdot p \cdot \ell$$

$$V_{20\max} = 0,974 \cdot g \cdot \ell + 1,167 \cdot p \cdot \ell$$

$$V_{20\min} = 0,974 \cdot g \cdot \ell - 0,194 \cdot p \cdot \ell$$

Punctele fixe:

$$b_1 = a_5 = 0,2113 \cdot \ell$$

$$a_2 = b_4 = 0,2000 \cdot \ell$$

$$b_2 = a_4 = 0,2113 \cdot \ell$$

$$a_3 = b_3 = 0,2105 \cdot \ell$$

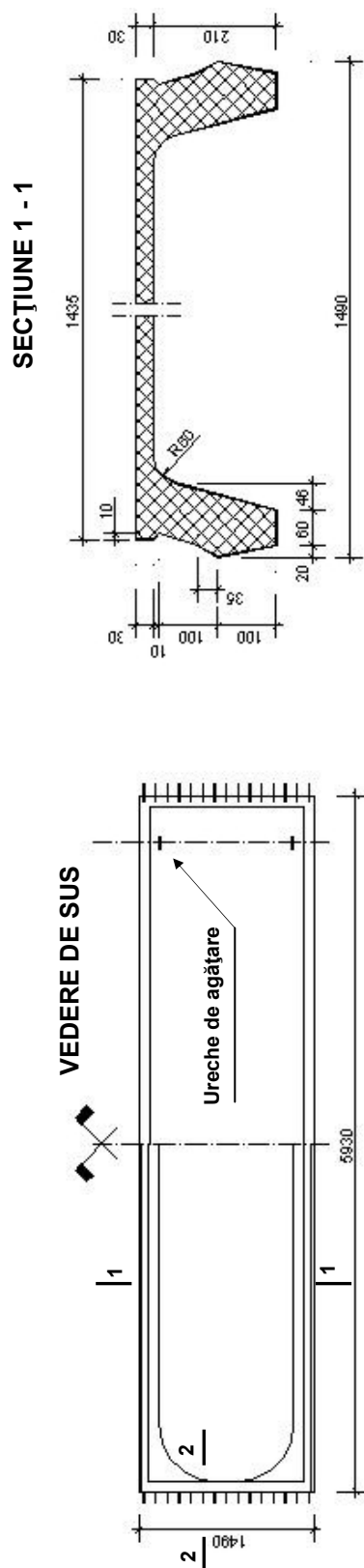
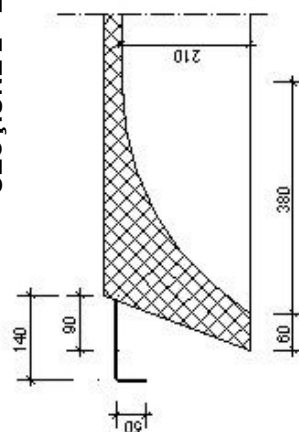
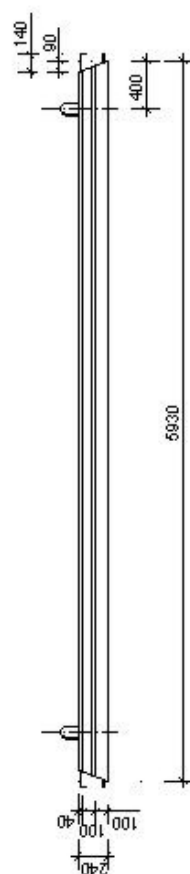
REZISTENȚE DE CALCUL PENTRU BETON ÎN ELEMENTE DIN BETON ARMAT (N/mm²)

Rezistența	Poziția de turnare a elementului	Solicitarea	Dimensiunea cea mai mică a secțiunii (mm)	Clasa de beton					
				Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
R_c	verticală cu înălțime de turnare > 1500 mm (stâlpi, pereți, diafragme etc. din beton armat monolit) sau înclinată, cu cofraj pe toate laturile	compresiune excentrică	<300	3,5	4,70	7,00	9,00	11,50	13,50
			≥ 300						
			<300	4,00	5,50	8,00	10,50	13,00	15,50
	orizontală (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate), înclinată cu cofraj pe 3 laturi sau verticală cu înălțime de turnare < 1500 mm	compresiune excentrică	<200						
			≥300						
			≥200	4,70	6,50	9,50	12,50	15,00	18,00
R_t	verticală cu înălțime de turnare > 1500 mm (stâlpi, pereți, diafragme etc. din beton armat monolit) sau înclinată, cu cofraj pe toate laturile	compresiune excentrică	<300	0,40	0,45	0,60	0,70	0,80	0,90
			≥300						
			<300	0,45	0,50	0,70	0,80	0,95	1,05
	orizontală (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate), înclinată cu cofraj pe 3 laturi sau verticală cu înălțime de turnare < 1500 mm	compresiune excentrică	<200						
			≥300						
			≥200	0,50	0,60	0,80	0,95	1,10	1,25

DIAMETRELE SI ARIILE SECTIUNILOR TRANSVERSALE

Diametre [mm]	Aria secțiunii transversale pentru n bare (mm²)														Diametre [mm]		Greutăți kg/m
	1	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	7	8	9	10			
5	19.6	39	49	58	68	78	88	98	107	117	137	157	176	196	5	0.154	
6	28.3	56	70	84	98	113	127	141	155	169	197	226	254	282	6	0.222	
8	50.3	100	125	150	175	201	226	251	276	301	351	402	452	502	8	0.395	
10	78.5	157	196	235	274	314	353	392	431	471	549	628	706	785	10	0.617	
12	113.1	226	282	339	395	452	508	565	622	678	791	904	1017	1130	12	0.888	
14	153.9	307	-	461	-	615	-	769	-	923	1077	1231	1385	1539	14	1.208	
16	201.1	402	-	603	-	804	-	1005	-	1206	1407	1608	1809	2010	16	1.578	
18	254.5	508	-	763	-	1017	-	1272	-	1526	1781	2035	2290	2544	18	1.998	
20	314.2	628	-	942	-	1256	-	1570	-	1884	2199	2513	2827	3141	20	2.466	
22	380.1	760	-	1140	-	1520	-	1900	-	2280	2660	3041	3421	3801	22	2.984	
25	490.9	981	-	1472	-	1963	-	2454	-	2945	3436	3926	4417	4908	25	3.853	
28	615.8	1231	-	1847	-	2463	-	3078	-	3694	4310	4926	5541	6157	28	4.834	
32	804.2	1608	-	2412	-	3216	-	4021	-	4825	5629	6433	7238	8042	32	6.313	
36	1017.9	2035	-	3053	-	4071	-	5089	-	6107	7125	8143	9160	10178	36	7.990	
40	1256.6	2513	-	3769	-	5026	-	6283	-	7539	8796	10053	11309	12566	40	9.870	

ELEMENT PREFABRICAT EP 6 x 1,5 (greutate 15 kN)

**SECȚIUNE 2 - 2****VEDERE LONGITUDINALĂ**

INDICAȚII PRIVIND CALCULUL CADRULUI TRANSVERSAL CU PROGRAMUL P-FRAME *)

Presupunând că P-FRAME este instalat pe sistemul de calcul, din directorul care conține P-FRAME-ul, apelarea se face lansând comanda: *pframe.exe*.

În urma apelării apare ecranul din figura 1.

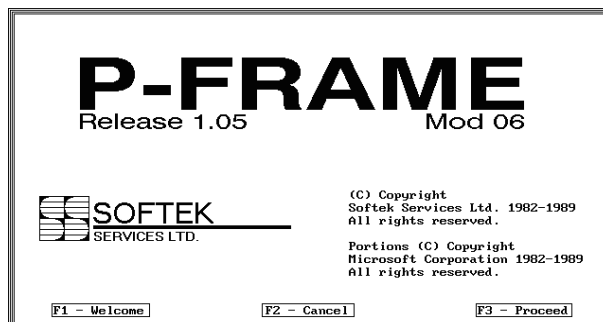


Figura 1. Lansarea în execuție a programului P-FRAME.

Prin apăsarea tastei <F3> se va deschide fereastra de inițializare a programului P-FRAME, în care se vor introduce: numărul structurii ce urmează a se rezolva, descrierea cadrului și alegerea sistemului de unități de măsură în care va lucra programul (metric). După introducerea acestor date se va intra în meniul programului care guvernează practic toate comenzile privind introducerea datelor, modificarea acestora, efectuarea calculelor și afișarea rezultatelor.

Pe monitor sunt afișate blocurile de operații ale programului. Cu tastele săgeți orizontale se realizează deplasarea cursorului între blocuri iar cu săgețile verticale la operațiile din cadrul blocului. Pentru afișarea operațiilor dintr-un bloc se va apăsa pe tasta <↓> (săgeata jos). Executarea operațiilor marcate este comandată prin tasta <Enter>, după care se revine în programul principal, în aceeași poziție. Tasta <F1> permite afișarea mesajului HELP specific fiecărei operații.

Tabloul blocurilor și operațiilor din meniul principal (master) al programului se recomandă a fi parcurs în următoarea ordine:

- ☐ de la stânga spre dreapta;
- ☐ de sus în jos.

Sucesiunea operațiilor menționată mai sus nu este obligatorie, iar acestea pot fi reluate de mai multe ori, fiind admise modificări ale datelor introduse. Opțiunile inițiale pot fi schimbate în orice fază de calcul dacă rezultatele nu sunt cele mai potrivite aplicației rulate (inclusiv după afișarea sau tipărirea rezultatelor).

Modul de operare în fiecare bloc și operație este detaliat în continuare.

*) Prezentul capitol detaliază doar informațiile necesare calculului structurii considerate.

Geometria structurii

În P-FRAME, trebuie inițializați parametrii structurii înaintea introducerii de date în tabelele ulterioare.

Combinații de taste pentru editare tabele:

- a) <Ctrl> + <E> permite editarea în interiorul celulelor.
- b) <Ins> previne scrierea peste caractere în timpul editării.
- c) <Ctrl> → și <Ctrl> ← permite afișarea ecranului vecin.
- d) <Ctrl> + <PgDn> permite afișarea ultimului ecran al tabelului.
- e) <F10> comută un extra set de taste Fn în Geometrie Noduri.

Acțiunea mouse-ului pentru editare tabele:

- a) Apăsând butonul drept al mouse-ului într-o coloană sau celulă se scrie valoarea memorată de <F8>.
- b) Apăsând ambele butoane se obține o celulă goală (= 0). Eliberează prima dată butonul stâng.
- c) Apăsând butonul stâng la un nume Fn se execută șablonul dat. (Fn = tastă funcțională F1...F12).

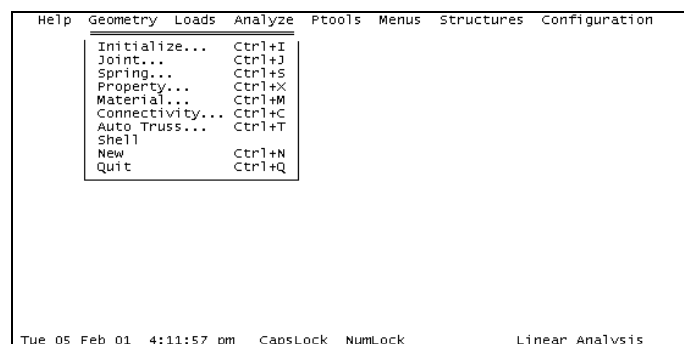


Figura 2. Meniul principal (master) și blocul *Geometry*.

În *Geometry / Initialize* se introduc următoarele date (vezi figura 3):

- *total members* - număr bare (maxim 999);
- *total joints* - număr noduri (maxim 700);
- *total springs* - număr legături elastice (maxim 200);
- *total sections* - număr secțiuni (maxim 99);
- *total materials* - număr materiale (maxim 25);
- *total ld cases* - număr cazuri de încărcare (maxim 99);
- *total ld combination* - număr combinații ale cazurilor de încărcare (maxim 99).

De asemenea se introduc (opțional) descrierea lucrării, descrierea cadrului și numele utilizatorului. În cazul în care se introduc aceste date vor apărea în toate tipăririle la imprimantă. Următoarele opțiuni se referă la: unitățile de măsură (metric sau imperial), optimizarea numerotării (dacă se introduce „Y” programul va renumera intern nodurile pentru o optimizare eficientă a analizei) și cazul 1 de încărcare = încărcarea din greutatea proprie a structurii (în cazul în care se activează această opțiune celelalte ipoteze vor începe de la numărul 2).

A Initialize Geometry A						
total members	total joints	total springs	total sections	total materials	total 1d cases	total 1d combinations
14	12	0	4	1	4	0
job description: Cladire industrială P+1 etaje frame description: Cadru transversal central user name: Catedra Construcții din Beton Armat metric or imperial (M/I): M bandwidth optimization (Y/N): N 1d case 1 = selfweight (Y/N): N						

F1 HELP F2 MENU F3 END F4 UNDO

Figura 3. Introducerea datelor în fereastra *Initialize Geometry*.

În *Geometry / Joint* se vor introduce: cordonatele globale pe direcțiile X și Y, precum și gradele de libertate ale nodului pe direcțiile X, Y și Z (vezi figura 4).

Introducerea nodurilor. Coordonatele nodurilor se pot introduce mai ușor cu ajutorul tastelor funcționale de mai jos.

<F5> REPT – Repetă date într-o coloană.

joint number	Joint Geometry				
	x - coord meters	y - coord meters	x - degree of freedom	y - degree of freedom	z - degree of freedom
1	0	0	0	0	0
2	9	0	0	0	0
3	18	0	0	0	0
4	27	0	0	0	0
5	0	3.65	1	1	1
6	9	3.65	1	1	1
7	18	3.65	1	1	1
8	27	3.65	1	1	1
9	0	8.4	1	1	1
10	9	8.4	1	1	1
11	18	8.4	1	1	1
12	27	8.4	1	1	1

F1 HELP F2 MENU F3 END F4 UNDO F5 REPT F6 GEN F7 ZOOM F8 STOR F9 RCL

Figura 4. Introducerea datelor în fereastra *Joint Geometry*.

<F6> GEN – Generează linii de date.

<F7> ZOOM – Te duce la un număr de linie particular din tabel.

<F8> STOR – Memorează valoarea din dreptul cursorului.

<F9> RCL – Recheamă și depozitează valoarea memorată.

<F10> Comută un extra set de taste funcționale (vezi în continuare).

<F5> FILL – Depozitează noduri echidistant între o pereche de noduri.

<F6> PGEN – Crează seturi de noduri folosind coordonate polare.

<F7> ROT – Permite o rotație a unei părți a structurii.

<F8> TRAN – Translatează geometric nodul în oricare direcție globală.

<F9> REFL – Reflectă geometric nodul față de o axă paralelă cu axa globală X sau Y.

Grade de libertate. Pentru un grad de libertate liber valoarea care se introduce este „1”, iar pentru un grad de libertate blocat se introduce „0”. În tabelul de mai jos se prezintă diverse rezume și configurația gradelor de libertate corespunzătoare acestor rezume.

Tip reazem	Grade de libertate ale nodului		
	X	Y	Z
	1	0	1
	0	1	1
	0	0	1
	0	0	0
	0	1	0

Tabelul 1

În *Geometry / Property* se introduc (vezi figura 5):

- *X – sectional area* - aria secțiunii transversale în mm² (dată obligatorie pentru toate tipurile de calcul);
- *mom. inertia* - momentul de inerție în 10⁶ · mm⁴ (dată obligatorie pentru toate tipurile de analiză);
- *shear area* - aria de forfecare în mm² (dată obligatorie dacă se dorește să fie calculate deformațiile datorate forței tăietoare);
- *section mod* - modulul de inerție în 10⁶ · mm³ (dată necesară pentru a obține calculul eforturilor de încovoiere și axiale);
- *plastic mom capacity* - momentul plastic capabil în kNm (dată obligatorie pentru analiza plastică a structurii; momentul plastic capabil poate fi luat ca produsul tensiunii și modulul plastic de rezistență; pentru celelalte două tipuri de analiză - liniar elastică și stabilitate - se poate lăsa celula goală).

		Property Geometry			
sec no	X-sectional area mm2	mom. inertia 1.0E+06 mm4	shear area mm2	section mod 1.0E+06 mm3	plastic mom capacity kN-m
1	544000	55776.468	0	0	0
2	2500000	5208.33	0	0	0
3	360000	10800	0	0	0
4	592000	60835.34	0	0	0

Figura 5. Introducerea datelor în fereastra *Property Geometry*.

Pentru a obține calculul eforturilor tangențiale în fiecare din cele trei tipuri de analiză, trebuie introdusă aria de forfecare pentru fiecare secțiune.

În *Geometry / Material* se introduc (vezi figura 6):

- *Young Mod* - modulul de elasticitate (modulul lui Young) în Mpa (1MPa=1N/mm²) (dată obligatorie pentru toate cele trei tipuri de analiză);

- *Shear Mod* - modulul de elasticitate transversal în MPa (modulul de forfecare este necesar numai pentru analiza liniară elastică, și numai dacă se dorește ca programul să calculeze deformațiile de forfecare);
- *Density* - densitatea materialului în kN / m³ (valoarea densității este necesară numai dacă s-a specificat în inițializarea geometriei cazul 1 de încărcare = greutatea proprie a structurii; aplicabilă numai în calculul elastic și plastic);
- *Coeff exp* - coeficient de dilatare (dată necesară numai dacă se intenționează aplicarea încărcărilor termice, atât pentru analiza liniară elastică cit și pentru cea plastică; datele din această coloană sunt împărțite prin un milion);
- *F_y yield* – eforturi de curgere în MPa (valoarea este necesară numai dacă se intenționează a se face un calcul plastic).

material number	YoungMod MPa	ShearMod MPa	Material density kN/m ³	Geometry coeff exp /C*1.0E-6	Fy yield MPa
1	30000	12000	25	0	0

F1 HELP F2 MENU F3 END F4 UNDO F5 REPT F6 GEN F7 ZOOM F8 STOR F9 RCL

Figura 6. Introducerea datelor în fereastra *Material Geometry*.

În *Connectivity Geometry* se introduc (vezi figura 7):

- *lower joint* – primul nod. O bară este definită prin două noduri la care ea este atașată. Se introduce numărul nodului mai mic în coloana din stânga și numărul nodului mai mare în coloana din dreapta. Prin convenție numărul din coloana stânga trebuie să fie mai mic decât numărul din coloana dreapta.
- *greater joint* – al doilea nod.
- *section number* – număr secțiune. Fiecare bară trebuie să aibă un număr al proprietății secțiunii, începând cu „1” până la numărul maxim de proprietăți secțiuni introduse în *Initialize Geometry*. O valoare „0” nu va fi detectată decât la rularea analizei.
- *material number* – număr material. Fiecare bară trebuie să aibă un număr al materialului, începând cu „1” până la numărul maxim de proprietăți materiale introduse în *Initialize Geometry*. O valoare „0” nu va fi detectată decât la rularea calculului.
- *lower end type* – tip de legătură a primului nod. O valoare „0” creează o legătură articulată la capătul barei (momentul încovoietor nu este transmis prin nodul de legătură). O valoare „1” face capătul barei încastrat.
- *greater end type* – tip de legătură pentru al doilea nod.
- *attribute type* – număr atribut. Alocarea unui număr de atribut diferitelor părți ale structurii permite selectarea ușoară a acelor părți când se afișează sau tipăresc diagrame, și când se tipăresc rezultate. Ștergerea unei bare se poate face prin alocarea unui atribut „0”. Programul va ignora contribuția barei la matricea de rigiditate în timpul analizelor ulterioare.

member number	lower joint	greater joint	Connectivity section number	Geometry material number	lower end type	greater end type	attribute type
1	5	6	4	1	1	1	1
2	6	7	1	1	1	1	1
3	7	8	4	1	1	1	1
4	1	5	2	1	1	1	1
5	2	6	3	1	1	1	1
6	3	7	3	1	1	1	1
7	4	8	2	1	1	1	1
8	9	10	1	1	0	0	1
9	10	11	1	1	0	0	1
10	11	12	1	1	0	0	1
11	5	9	2	1	1	1	1
12	6	10	3	1	1	1	1
13	7	11	3	1	1	1	1
14	8	12	2	1	1	1	1

Figura 7. Introducerea datelor în fereastra *Connectivity Geometry*.

TASTE FUNCTIONALE

Dependent de cum s-au numerotat nodurile, se poate beneficia de avantajul unor taste de generare. <F5> REPT și <F6> GEN pot fi foarte folositoare în acest caz.

FUNCTIA REPETA <F5>

Funcția repeta permite generarea de date în jos într-o coloană. Valorile introduse se pot repeta în jos într-o coloană sau schimba incremental. Se apasă <Ins> pentru a începe și <Del> pentru a anula.

FROM: Primul număr de linie din coloana de date ce urmează a fi generată.

TO: Ultimul număr de linie din coloana de date ce urmează a fi generată (acest număr trebuie să fie mai mare decât valoarea din celula „FROM”).

STEP: Pasul între numerele de linie succesive a datelor ce urmează a fi generate (numai întregi pozitivi).

INCREMENT: Incrementează sau decrementează valorile succesive. Dacă se dorește repetarea valorilor, se introduce „0” în celula „Increment”.

FUNCTIA GENEREAZA <F6> (From-To-Step și No. Sets)

Această funcție generează linii de date în seturi. Celulele „From-To-Step” definesc setul original (ale cărui valori au fost deja introduse).

FROM: Primul număr de linie din setul definit.

TO: Ultimul număr de linie din setul definit.

STEP: Pasul între numerele de linie succesive pentru setul definit.

NO. SETS: Numărul de seturi ce urmează a fi generate plus 1 (setul predefinit).

<Ctrl> <E> = Mod Editare On / Off

<Esc> = Celula Blank

<Ins> = Incepe funcția

Ambele butoane (în celula) = <Esc>

<Del> {editare off} = Parasire sablon

<Del> {editare on} = Sterge caracter

Butonul sting pe nume Fn = <Ins>

Ambele butoane (pe nume Fn) = <Del>

FUNCTIA GENEREAZA <F6> (Increment)

Această celulă definește pasul între primul număr de linie a seturilor de date succesive.

Exemplu.

FROM = 3 și INCREMENT = 7.

Prima linie de date ce va fi generată va începe la linia numărul 10.

Apăsând <F10> se activează un alt set de taste funcționale în Geometrie Noduri. Este singura tastă funcțională care nu apare niciodată pe ecran.

FUNCTIA GENEREAZA <F6> (DA, DB etc.)

DX incrementează coloana cu valori a setului predefinit pentru fiecare nou set care este generat.

Încărcări.

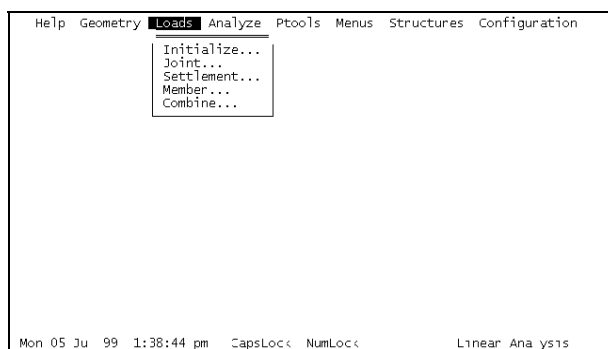


Figura 8. Blocul operațional *Loads*.

În *Loads / Initialize* se introduc următoarele date (vezi figura 9):

- *loaded joints* - numărul total de noduri încărcate;
- *support settlements* - tasări de reazem;
- *loaded members* - bare încărcate;
- *describe load case* - scurtă descriere a fiecărui caz de încărcare. Ea va apărea în multiple tabele, și în câteva ferestre de dialog.

Nu contează (din punct de vedere al inițializării) câte încărcări se vor aplica pe un nod sau o bară.

load case	# loaded joints	# support settlements	Initialize Loads # loaded members	describe load case
1	4	0	3	ipoteza 1
2	4	0	3	ipoteza 2
3	4	0	3	ipoteza 3
4	4	0	3	ipoteza 4

Figura 9. Introducerea datelor în fereastra *Initialize Loads*.

După introducerea datelor de inițializare pentru încărcări, va apărea o fereastră de dialog pentru cazuri de încărcare. Când aceasta fereastră de dialog apare, există câteva opțiuni:

- dacă se apasă <F2> Anulat, atunci se revine la meniul încărcări;
- dacă se accepta numărul cazului de încărcare afișat apăsând <F3> Începe, se va ajunge la tabelul cazului de încărcare potrivit.
- schimbarea numărului cazului de încărcare ce este afișat prin scrierea directă a numărului sau apăsând una din tastele funcționale: <F4> Increment și <F5> Decrement.

Dacă s-au introdus descrieri ale cazurilor de încărcare în Inițializare Încărcări, un titlu corespunzător cazului de încărcare va apare deasupra în fereastra de dialog când se apasă una din tastele funcționale incrementale. Când numărul cazului de încărcare dorit a fost afișat, se apasă <F3> Începe.

În *Loads / Joint* se introduc următoarele date (vezi figura 10):

- *loaded joint* – număr nod încărcat. Se introduce numărul nodului pe care se intenționează aplicarea unei încărcări. Dacă mai mult decât o încărcare urmează a fi aplicată unui anumit nod, se introduc în aceeași linie. Programul nu va accepta același număr de nod în coloana cu numărul nodului. Se pot introduce numerele nodurilor încărcate în orice ordine, atâta timp cât nu sunt duplicate.
- *horizontal load* și *vertical load* - încărcările din nod acționează corespunzător cu axele globale. Direcția pozitivă de încărcare corespunde cu direcția axei globale pozitive.
- *torsional load* – încărcare cu rotire de nod. O încărcare pozitivă cu rotire acționează în sens orar.

record number	loaded joint	Joint Loads		
		horizontal load kN	vertical load kN	torsional load kN-m
1	5	0	-126.77	0
2	6	0	-244.07	0
3	7	0	-148.67	0
4	8	0	-27.41	0

Figura 10. Introducerea datelor în fereastra *Joint Loads*.

În *Loads / Member* se introduc următoarele date (vezi figura 11):

- *member number* – număr bară încărcată. Se introduce numărul barei pe care se intenționează a se aplica încărcarea. Dacă mai mult decât un tip de încărcare urmează a fi aplicată la o bară particulară, se introduc toate încărcările pe aceeași linie. Programul nu va accepta duplicarea numărului de bară în coloană.
- *sloped UDL kN/m slope* – încărcare uniform distribuită înclinată ce acționează în direcția Y și se referă deseori la o încărcare gravitațională. Încărcarea înclinată este uniform distribuită în lungul barei.
- *Proj UDL kN/m horiz* – încărcare uniform distribuită orizontală ce acționează în direcția Y, și se referă deseori la încărcarea din zăpadă (perpendiculară). O încărcare orizontală este distribuită uniform în lungul proiecției barei pe axa barei

X. Așadar, IUD orizontală acționând pe o bară orizontală va avea același efect ca și încărcarea înclinată (gravitațională). O IUD acționând pe o bară verticală nu va avea nici un efect.

- *local UDL kN/m perp* - încărcare locală uniform distribuită (perpendiculară) Aceste încărcări sunt perpendiculare pe bara și sunt distribuite uniform. Încărcarea este introdusă relativ la sistemul de coordonate locale ale barei.

Axa X pozitivă: Nod mai mic spre nod mai mare.

Axa Y pozitivă: 90° orar fata de axa locala X pozitivă.

Încărcări parțiale. Dacă se dorește introducerea unei încărcări numai în lungul unei părți a barei, trebuie folosite noduri fictive. Ele trebuie să aibă un cod GLD (1,1,1).

- *local UDL kN/m parll* - încărcare locală uniform distribuită (paralelă) Aceasta este o încărcare axială și acționează paralel cu axa locală a barei X. Direcția pozitivă a axei locale X a barei este definită ca pornind de la nodul mai mic spre nodul mai mare.
- *triangular kN/m* - încărcarea triunghiulară. Aceste încărcări sunt perpendiculare pe bara și sunt introduse relativ la sistemul de coordonate locale ale barei. Dintr-un capăt de bara (nod mai mic) spre altul (nod mai mare), distribuția încărcării crește liniar din zero spre maxim (valoarea introdusă în celula).

Axa X pozitivă: Nod mai mic spre nod mai mare.

Axa Y pozitivă: 90° orar fata de axa locala X pozitivă.

Încărcarea trapezoidală. Se combina o încărcare triunghiulară cu o „IUD” perpendiculară. Încărcarea triunghiulară inversă. Pentru a obține efectul unei încărcări triunghiulare a cărei distribuție crește din nodul mai mare spre nodul mai mic, trebuie introduse o combinație de încărcări triunghiulară și perpendiculară. Se creează o încărcare triunghiulară de sens invers dar egală în valoare absolută cu încărcarea dorită, și o încărcare perpendiculară egală cu valoarea respectivă.

- *thermal change* - încărcarea termică. O încărcare termică pozitivă va cauza lungirea barei în lungul axei sale locale X. O valoare negativă va cauza contracția barei. Încărcările termice pot fi folosite pentru a modela bare pretensionate.
- *point load* - încărcări punctuale (maxim 3 pe bară). Încărcările punctuale acționează în direcția globală Y. Poziția lor în lungul barei, oricum, nu este introdusă în concordanță cu sistemul de coordonate globale. În schimb, se introduce distanța din numărul nodului mai mic al barei la poziția încărcării în lungul barei.

rec no	mem no	sloped UDL		proj UDL		Member Loads		triangular kN/m @ GJ	thermal change C
		kN/m	slope	kN/m	horiz	local UDL kN/m perp	local UDL kN/m parll		
1	1	0		0		-40.22	0	0	0
2	2	0		0		-40.22	0	0	0
3	3	0		0		-15.02	0	0	0

Figura 11. Introducerea datelor în fereastra *Member Loads*.

Mai mult decât trei încărcări punctuale:

1. Se folosesc noduri fictive. Ele trebuie să aibă un cod GLD (1,1,1).
2. Se introduc încărcări pentru diferite cazuri de încărcare și se combină cazurile de încărcare în combinații de încărcări.

Blocul operațional Analyze prezintă opțiunile (vezi figura 12):

- linear – calcul liniar elastic;
- plastic – calcul plastic (element finit liniar cu comportare elasto-plastică);
- stability – calcul de stabilitate (stadiul II neliniar). Dacă se planuiește rularea unei analize de stabilitate pe cazul de încărcare curent, nu trebuie să introduci nici o încărcare pe bare.

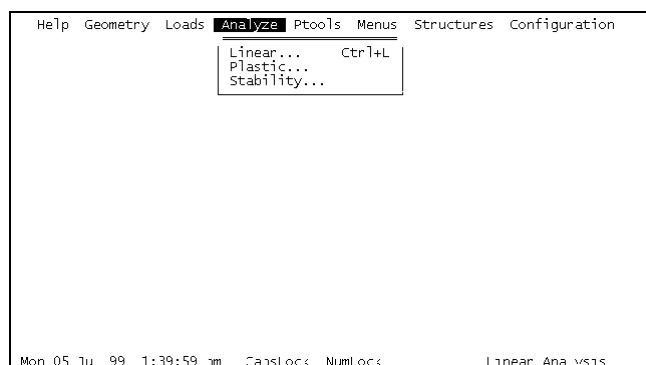


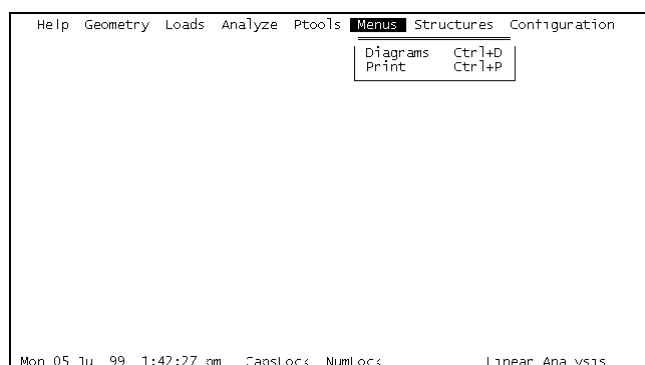
Figura 12. Blocul operațional Analyze.

Sistemul de meniuri (Menus). P-FRAME are trei meniuri: Principal (Master), Tiparire (Print) și Diagrame (Diagrams). La orice articol de meniu, se poate afișa un submeniu. Selectând un articol din meniu se va putea:

- 1) Ajunge la un tabel.
- 2) Tipări alegerea făcută.
- 3) Afișa o fereastră de dialog, cerând informații suplimentare.
- 4) Ajunge la un meniu diferit (sau program, dacă există instalat și Ptools).

Pentru a alege un articol de meniu (fără folosirea mouse-ului), sunt două metode:

- 1) Folosirea tastelor cu săgeți.
- 2a) Apăsarea combinației <Alt>+<x> unde „x” este prima litera a meniului dorit.
- 2b) După afișarea meniului, se apăsarea tastei <x> unde „x” este prima literă a meniului dorit. Dacă mai multe articole în meniu încep cu aceeași literă, se poate apăsa tasta <x> de două ori.



După efectuare a **Figura 13**. Sistemul de meniuri (Menus). Sunt disponibile câteva opțiuni (Options).

- *Ranges* – Intervale. Determină intervalul de bare, cazurile de încărcare (nivele) și combinații pentru diagrame și tipărire.
- *Display Factors* – Factori Afișare. Controlează factorii de scară ai geometriei nedeformate, deplasărilor, și forțelor. De asemenea determină netezimea sau acuratețea diagramelor.
- *Display All* - Afișare integrală. Determină dacă informații suplimentare vor fi afișate în diagrame, cum ar fi încărcări de intrare, numere bare, rezume, etc.
- *Calibrated Choice* – Alegerea calibrării. Selectează calibrarea modului de ieșire: video sau imprimanta. Alegerea este prioritară setării din Configurare Echipamente până când se reanalizează structura.
- *Automate* – Automat. Selectează diagrame multi - bară sau o singură bară; tipărirea în grup sau individuală; scalare automată sau definită de utilizator. De asemenea selectează înfășurătoarea pe o singură bară.

În *Diagrams / Options / Display Factors* există următoarele opțiuni. (vezi figura 14):

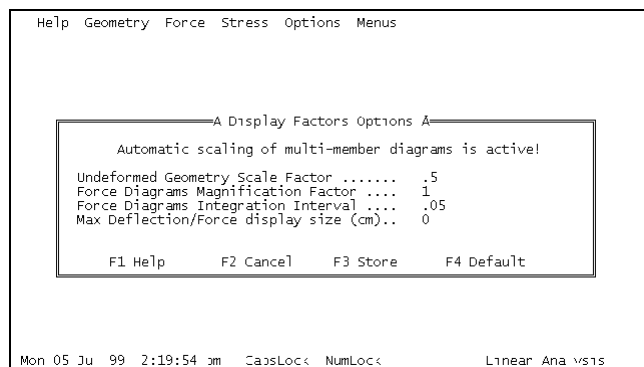


Figura 14. Fereastra Display Factors.

- *Undeformed Geometry Scale Factor* – Factor Scară Geometrie Nedeformată. Acest factor scalează structura în forma nedeformată. Pentru a calcula distanțe pe ecran, se înmulțesc lungimile structurii cu factorul de conversie din partea de sus dreapta a ecranului (sau foi). Este necesară selectarea corectă: Alegerea Calibrării (Calibrated Choice).
- *Force Diagrams Magnification Factor* – Factor Mărire În Diagrame Forțe. Acest factor scalează forțele interne pe bare (sau forma deformată) așa cum apar pe ecran. Pentru a calcula mărimea acestor forțe, se înmulțește cu factorul de conversie din dreapta sus a ecranului (foii). Este necesară selectarea corectă: Alegerea Calibrării (Calibrated Choice).
- *Force Diagrams Integration Interval* – Interval Integrare În Diagrame Forțe. Un interval de integrare mic, va încetini viteza cu care programul va desena diagramele. Netezirea este oricum limitată, depinzând de rezoluția plăcii grafice. Prin reducerea mărimii intervalului, se va aștepta mai mult până când programul desenează diagramele pe ecran. Dacă se alege un interval de integrare prea mare, informațiile grafice afișate pot fi invalide în lungul barei.
- *Max Deflection / force display size (cm)* – Deplasare Maximă / Mărimea Forțelor Afișate. Aceasta opțiune permite setarea mărimii maxime a afișării (delta)

deplasărilor sau forțelor. Pentru a afla deplasarea sau forța maximă din diagrama, se înmulțește factorul de conversie care este scara din dreapta sus a ecranului (sau foi), cu valoarea introdusă în aceasta celulă. Pentru a anula această opțiune se setează maximul la zero.

În *Diagrams / Options / Display All* (vezi figura 15) se introduce „1” dacă se dorește afișarea numărului nodului, barei, secțiunii, materialului, a atributului afișat în lungul barei. De asemenea se poate afișa un caz particular de încărcare. Pentru calculul ne-liniar, încărcările sunt grupate pe niveluri de încărcare. Nu se pot afișa în același timp numerele barelor, secțiunilor sau materialelor în același timp cu numerele atributelor.

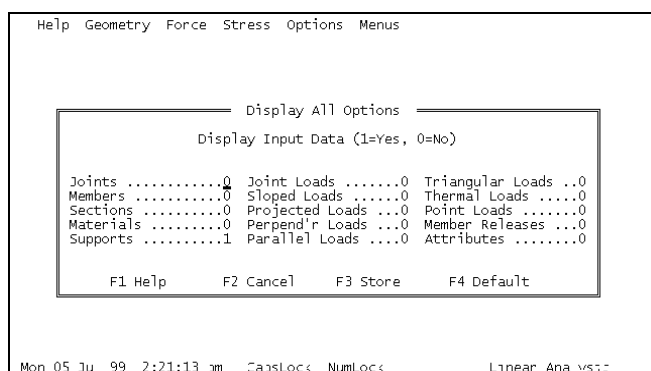


Figura 15. Fereastra Display All.

În *Diagrams / Options / Calibrated Choice* există următoarele opțiuni. (vezi figura 16):

- „Video” format – Format Video. Se introduce „1” dacă se dorește măsurarea deplasărilor și forțele cantitativ pe ecran (numai analiza liniara si plastica). Un „0” nu înseamnă că nu se pot vedea diagramele pe ecran, numai că deplasările sau forțele vor apare mai mult calitative decât cantitative.
- „P” format – Format „P”. Se alege format „P” dacă se dorește unor tipăriri cantitative în mod portret. Opțiunea de Alegere a Calibrării are efect până când se reanalizează structura, moment în care programul modifică setările așa cum sunt specificate in Configurare Echipamente.
- „ALT + P” format – Format „ALT + P”. Se alege formatul „ALT + P” dacă se doresc tipăriri cantitative în mod peisaj. Opțiunea de Alegere a Calibrării are efect până când se reanalizează structura, moment in care programul modifica setările așa cum sunt specificate in Configurare Echipamente.

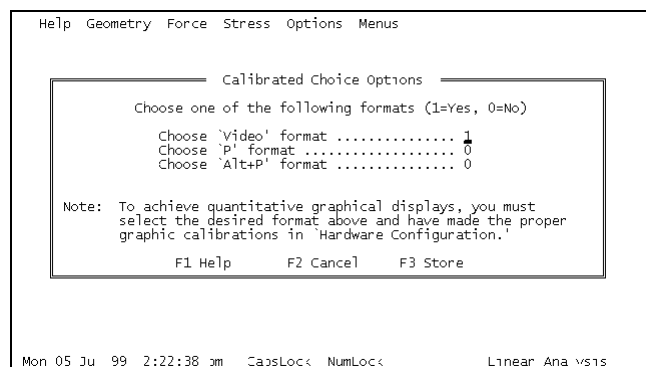


Figura 16. Fereastra Calibrated Choice.

În *Diagrams / Options / Automate Choice* există următoarele opțiuni. (vezi figura 17):

- *Scale multi member diag. to fit screen* – Scalare automată. Asigură ca fiecare diagramă multi-bară să încapă în limitele ecranului (sau foii). Scalarea automată ignoră toate opțiunile Factori Afișare exceptând intervalul de integrare.
- *Draw single member force envelopes* – Înfășurătoare pentru o singură bară. Se introduce „1” dacă se dorește afișarea înfășurătorii forțelor, apoi se alege dintre forțe pe acelea care se doresc văzute. Nota: Programul nu poate să afișeze simultan diagrame forțe și înfășurătoare. Când se afișează prima dată înfășurătoarea, cursorul se va afla în punctul din lungul barei unde apare cea mai mare forță în valoare absolută, în intervalul tuturor cazurilor de încărcare, nivele sau combinații așa cum sunt definite în Intervale (Rangers).

De fiecare dată când se mișcă cursorul (taste cu săgeți), programul afișează și modifică poziția cursorului în lungul barei, afișând în același timp forța maximă și minimă (în intervalul tuturor cazurilor de încărcare, nivelelor sau combinațiilor) plus cazul de încărcare, nivelul sau combinarea aferentă. Incrementul prin care cursorul se mișcă este determinat prin intervalul de integrare (specificat în Opțiuni Factori Afișare). Un interval mai mic poate genera o înfășurătoare mai exactă.

- *Draw single member force diagrams* - Diagrame forțe pe o singură bară. Se introduce „1” dacă se dorește a se vedea diagrame forte, iar apoi se alege dintre forțe pe acelea pe care se dorește a se afișa.
- *Fix single member scale over range* – Fixează scara pentru intervalul de bare. În special pentru tipărire, această opțiune permite revederea și compararea diagramei pentru o singura bară și înfășurătoare în manieră vizuală, fără a trebui verificată scara de fiecare dată. Pentru înfășurătoare fiecare bară din interval va avea aceeași scară pentru forțe. Pentru diagrame fiecare bară din interval va avea aceeași scară pentru forțe, pentru cazuri de încărcare, nivele sau combinații.
- *Send all diagram to printer* – Diagrame la imprimantă. Aceasta opțiune permite trimiterea la imprimanta a tuturor diagramelor din meniul ales (geometrie deformata, forte axiale, tensiuni normale etc.). Afișare interval de bare, cazuri de încărcare, combinații de încărcări (nivel încărcare pentru ne-liniar) și date de intrare care sunt specificate în Opțiuni Interval.

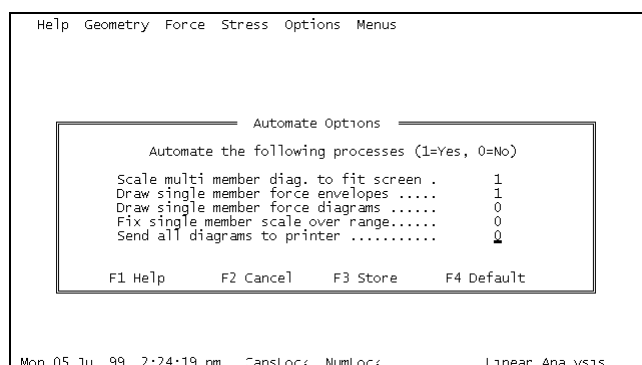


Figura 17. Fereastra Automate Choice.

EXTRAS DE ARMĂTURĂ PLACA

ELEMENT	MARCA	DIAMETRUL	LUNGIMEA UNEI BARE (m)	BUCATI	LUNGIMI PE Φ		
					PC 52		
					$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$
PLACA	1	8	2.60	420		1092	
	2	8	2.60	216		562	
	3	10	18.45	108			1993
	4	8	28.25	108		3051	
	5	6	0.85	216	184		
	6	8	1.50	972		1458	
	7	10	1.50	216			324
	8	8	3.75	216		810	
	9	6	1.60	840	1344		
	10	6	1.05	336	353		
	11	6	988.00	-	988		
	12	6	6451.00	-	6451		
TOTAL LUNGIMI PE DIAMETRU (m)					9319	6973	2317
GREUTATI PE ML (kg/m)					0.222	0.395	0.617
GREUTATE PE DIAMETRU (kg)					2069	2754	1429
GREUTATE TOTALA (kg)					6252		

EXTRAS DE ARMĂTURĂ GRINDA G2 250 x 500

ELEMENT	MARCA	DIAMETRUL	LUNGIMEA UNEI BARE (m)	BUCATI	LUNGIMI PE Φ				
					OB 37	PC 52			
					$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 22$
GRINDA G2 250 x 500	1	22	6.75	4					27.00
	2	16	6.75	2				13.50	
	3	16	6.40	4				25.60	
	4	22	6.40	2					12.80
	5	16	6.40	8				51.20	
	6	16	2.10	4				8.40	
	7	12	2.10	2			4.20		
	8	22	3.70	8					29.60
	9	22	3.20	12					38.40
	10	12	3.80	10			38.00		
	11	10	2.45	4		9.80			
	12	8	1.45	158	229.10				
	13	8	1.25	20	25.00				
TOTAL LUNGIMI PE DIAMETRU (m)					254.10	9.80	42.20	98.70	107.80
GREUTATI PE ML (kg/m)					0.395	0.617	0.888	1.578	2.984
GREUTATE PE DIAMETRU (kg)					100.37	6.05	37.47	155.75	321.68
GREUTATE TOTALA (kg)					100	521			

EXTRAS DE ARMĂTURĂ GRINDA G5 400 x 1000

ELEMENT	MARCA	DIAMETRUL	LUNGIMEA UNEI BARE (m)	BUCATI	LUNGIMI PE Φ				
					OB 37			PC 52	
					$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 10$	$\phi 25$
GRINDA G5 400 x 1000	1	25	10.00	6					60.00
	2	25	10.00	2					20.00
	3	25	13.20	4					52.80
	4	25	12.50	4					50.00
	5	25	11.40	2					22.80
	6	25	19.90	2					39.80
	7	25	2.40	4					9.60
	8	25	19.50	2					39.00
	9	10	2.30	4				9.20	
	10	10	6.25	4				25.00	
	11	10	9.00	2				18.00	
	12	10	12.00	2				24.00	
	13	10	10.00	8				80.00	
	14	10	7.80	4				31.20	
	15	8	2.70	151		407.70			
	16	10	2.70	34			91.80		
	17	8	2.40	151		362.40			
	18	10	2.40	34			81.60		
	19	6	0.80	93	74.40				
TOTAL LUNGIMI PE DIAMETRU (m)					74.40	770.10	173.40	187.40	294.00
GREUTATI PE ML (kg/m)					0.222	0.395	0.617	0.617	3.853
GREUTATE PE DIAMETRU (kg)					16.52	304.19	106.99	115.63	1132.78
GREUTATE TOTALA (kg)					428			1248	

EXTRAS DE ARMĂTURĂ STÂLPI

ELEMENT	MARCA	DIAMETRUL	LUNGIMEA UNEI BARE (m)	BUCATI	LUNGIMI PE Φ			
					OB 37		PC 52	
					$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 12$	$\phi 16$
S 500 x 500	1	16	5.35	4				21.4
	2	12	5.15	4			20.6	
	3	16	4.45	4				17.8
	4	12	4.45	4			17.8	
	5	8	2.00	70		140		
	6	6	1.40	70	98			
TOTAL LUNGIMI PE DIAMETRU (m)					98	140	38.4	39.2
GREUTATI PE ML (kg/m)					0.222	0.395	0.888	1.578
GREUTATE PE DIAMETRU (kg)					21.76	55.30	34.10	61.86
GREUTATE TOTALA (kg)					77		96	
S 600 x 600	1	16	5.35	4				21.4
	2	12	5.15	8			41.2	
	3	16	4.45	4				17.8
	4	12	4.45	8			35.6	
	7	8	2.35	70		164.5		
	8	6	1.55	70	108.5			
TOTAL LUNGIMI PE DIAMETRU (m)					108.5	164.5	76.8	39.2
GREUTATI PE ML (kg/m)					0.222	0.395	0.888	1.578
GREUTATE PE DIAMETRU (kg)					24.09	64.98	68.20	61.86
GREUTATE TOTALA (kg)					89		130	

BIBLIOGRAFIE

- [1] STAS 10107/0-90: „Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat”.
- [2] STAS 10107/2-92: „Construcții civile, industriale și agricole. Planșee curente din plăci și grinzi din beton armat și beton precomprimat. Prescripții de calcul și alcătuire”.
- [3] STAS 10101/2A1-87: „Acțiuni în construcții. Încărcări tehnologice din exploatare pentru construcții civile, industriale și agrozootehnice”.
- [4] STAS 10101/1-78: „Acțiuni în construcții. Greutăți tehnice și încărcări permanente”.
- [5] STAS 10101/0-75: „Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor “.
- [6] STAS 10101/0-77: „Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale “.
- [7] STAS 10101/21-92: „Acțiuni în construcții. Încărcări date de zăpadă”.
- [8] Agent, R., Dumitrescu, D., Postelnicu, T.: „Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor structurale de beton armat “. Editura Tehnică, București, 1992.
- [9] Postelnicu, T., Munteanu, M.: „Beton armat (note de curs). Partea I. Proprietățile fizico-mecanice ale betonului și armăturii. Comportarea elementelor din beton armat la solicitări”. ICB, București, 1993.
- [10] Postelnicu, T., Munteanu, M.: „Beton armat (note de curs). Partea a II-a. Calculul elementelor din beton armat “. UTCB, București, 1996.
- [11] Pavel, C.: „Construcții din beton armat. Partea I-a “. ICB, București, 1981.
- [12] Avram, C.: „Grinzi continue“. Editura Tehnică, București, 1965.
- [13] P10 – 86: “Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții”